



TITLE:

アンボンド芯材によるRC橋脚の高耐震性能化と二段階設計法への適用(Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

曾我部, 直樹

---

CITATION:

曾我部, 直樹. アンボンド芯材によるRC橋脚の高耐震性能化と二段階設計法への適用. 京都大学, 2004, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2004-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k10816>

RIGHT:

アンボンド芯材によるRC橋脚の高耐震性能化と  
二段階設計法への適用

曾我部 直樹

2003年12月

# **アンボンド芯材による RC 橋脚の高耐震性能化と 二段階設計法への適用**

**曽我部 直樹**

**2003 年 12 月**

## 概 要

本研究は、次世代の新合成橋脚構造として提案されている、アンボンド芯材入り RC 橋脚構造（UBRC 橋脚構造）の高耐震性能化と二段階設計法への適用について検討するものである。UBRC 橋脚構造では橋脚断面内に配置されたアンボンド芯材が、橋脚が大変形を起こした時でも弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。

まず、UBRC 橋脚構造の施工性、経済性の向上を目的としてアンボンド処理を施していない芯材の付着特性が、橋脚全体の構造特性に及ぼす影響について検討を行った。その結果、芯材として丸鋼などの付着強度が小さい材料を適用すれば、橋脚の変形に伴って付着が切れる芯材、すなわち、付着剥離芯材として機能し、大変形領域でも芯材の弾性挙動が実現できることが明らかとなった。また、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造では、橋脚の変形が小さく芯材が付着している間は、RC 橋脚構造として高い耐力を実現し、橋脚の変形が大きくなり、付着が剥離した後は UBRC 橋脚構造として機能することにより安定した二次剛性が期待できることを示した。

次に、本研究では、UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性が橋脚の必要強度、残留変位などに及ぼす影響について検討を行った。そして、橋脚構造に対する二次剛性の付与は、入力地震動、橋脚の特性に依存するものの、必要強度、残留変位の低減に有効であることを明らかにした。つまり、入力地震動の特性を考慮し、効果的な二次剛性を付与することができれば、二段階耐震設計基準を満たす橋脚構造を従来の RC 橋脚構造に比べ小規模な断面で合理的に実現できる可能性がある。

そこで、本研究では、得られた検討結果を基に、二次剛性を利用した二段階耐震設計法を提案し、それを UBRC 橋脚構造へ適用することにより実現する試みも行った。その結果、UBRC 橋脚構造を適用することにより、二段階耐震設計基準を満たす橋脚構造を RC 橋脚構造を適用した場合に比べ、面積比で 72, 60%の断面で実現できることが明らかとなった。また、その場合の建設費の概算を行った結果、最大で 10%程度の建設費削減が可能となることを示した。

また、UBRC 橋脚構造における芯材として可とう性に富む PC 鋼より線の適用性について検討を行った。その結果、鋼より線の定着を確実に行うことができれば、UBRC 橋脚構造の芯材として適用可能であること、また、鋼より線の特徴を利用して芯材の曲げ配置を行うことにより、UBRC 橋脚構造のせん断特性を改善できる可能性がある



ことが明らかとなった。

さらに、UBRC 橋脚構造を単柱式橋脚構造以外の構造形式であるラーメン橋脚構造へ適用した UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性に関する検討を行った。そして、ラーメン橋脚構造の複数箇所が発生する塑性ヒンジ区間に芯材を配置することにより、安定した二次剛性を実現できること、また、芯材の配置箇所、有無により橋脚全体の構造特性、破壊過程が変化することを明らかにした。

本研究では、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造を弾塑性復元力特性を明らかにし、それを適用することにより二段階耐震設計基準を満たす橋脚構造を合理的に実現する試みを行った。また、UBRC 橋脚構造の有用性、応用性を高めるために鋼より線の芯材としての適用性、ラーメン橋脚構造への応用性を検討した。その結果、UBRC 橋脚構造が、高い有用性、応用性を持つ構造形式であり、高耐震性を有する橋脚構造を合理的に実現する上で、有意な構造形式であることが明らかとなった。

## 謝 辞

本研究は、著者が京都大学工学研究科土木システム工学専攻構造ダイナミクス研究室に5年間、在籍している間に行ったものを取りまとめたものです。

まず、京都大学大学院工学研究科 家村浩和 教授には、本論文のテーマである UBRC 橋脚構造を紹介していただいたほか、本論文の取りまとめや研究中における様々なご指導、ご鞭撻を賜りました。また、私が本研究室に在籍してから現在まで、地震工学分野の研究者としての基礎をご指導して頂きました。心より厚くお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 宮川豊章 教授、渡邊史夫 教授には、大変お忙しい中、本論文の審査をお引き受けして頂き、多くの適切なご指導を賜りました。厚く感謝しお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 五十嵐晃 助教授には、私が徳島大学から本研究室に在籍する際に、お世話していただいたことを始め、本論文に対するご指導も多く賜りました。深く感謝しお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 高橋良和 助手には、UBRC 橋脚構造の研究初年度より、実験、解析の両面で多くの尽力を賜ると共に、本論文に関する多くの議論にご協力を賜りました。深く感謝しお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科 中西伸二 技官には、研究を進める上で、特に実験においては、実験システムの設計から実験の実施まで多大なご協力を頂いたこと、深く感謝しお礼申し上げます。

宮坂製作所代表取締役宮坂康弘氏を始めとする宮坂製作所の皆さん、野村重機代表取締役野村杉夫氏を始めとする野村重機の皆さんには、実験システムの製作、組み立てなどで、私の無理な要求でも快く引き受けて頂き、研究の遂行に多大なご協力を賜りましたことを深くお礼申し上げます。

また、私が、本研究を行っている間、京都大学大学院工学研究科 土木システム工学専攻 構造ダイナミクス分野に在籍し、私の研究にご協力していただいた大塚泰士氏（現 NTT 西日本（株））、鶴飼正裕氏（現 東海旅客鉄道（株））、永尾直也氏（現 東京大学大学院）、中尾幸平氏（現 修士2回生）、葭川修司氏（現 修士1回生）、斉東亮氏（現

4回生)，また，構造ダイナミクス研究室の学生の皆さんに厚くお礼申し上げます。特に，5年間に渡り行ってきた実験は，これらの方々のご協力が無ければ，決して為し得なかったものであります。

さらに，岩田 秀治 博士（現 東海旅客鉄道株式会社）豊岡 亮洋 博士（現 鉄道総合技術研究所（財）），Dr. Harris Pradono には，本研究を行うにあたり，異なる分野からの貴重なご意見，議論をして頂きました。厚くお礼申し上げます。

また，私が本研究室に在籍している間，構造ダイナミクス研究室の秘書として在籍しておられた，茶屋美奈子さん，宮本絵理さんには，研究を進める上で必要となる事務手続きなどにご協力していただき，円滑に本研究を進めることができました。厚くお礼申し上げます。

最後に，私が地震工学の研究者としての道を歩むことを理解し，長年に渡る私の学生生活，研究活動を支えていただいた父 憲一，母 純子に心より厚くお礼申し上げます。

# 目次

概要	i
謝辞	iii
目次	v
図目次	ix
表目次	xv
写真目次	xvii
<b>1 序論</b>	<b>1</b>
1.1 概説	1
1.2 合成構造に関する既往の研究	2
1.2.1 RC 橋脚構造に関する既往の研究	2
1.2.2 PC 橋脚構造に関する既往の研究	3
1.2.3 新合成構造に関する既往の研究	4
1.2.4 UBRC 橋脚構造に関する研究	5
1.3 二次剛性と地震時挙動に関する既往の研究	5
1.4 橋脚構造の二段階耐震設計に関する既往の研究	6
1.5 本論文の構成	6
<b>2 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性</b>	<b>13</b>
2.1 概説	13
2.2 UBRC 橋脚構造について	14
2.2.1 二次剛性の発生メカニズムと UBRC 橋脚構造の特徴	14
2.2.2 UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性と地震時性能	19
2.3 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造について	20



2.4	正負交番載荷実験 . . . . .	22
2.4.1	実験用供試体 . . . . .	22
2.4.2	実験システムと載荷方法 . . . . .	23
2.4.3	実験結果 . . . . .	26
2.5	付着剥離過程を考慮した正負交番載荷解析 . . . . .	30
2.5.1	解析手法と解析モデル . . . . .	30
2.5.2	付着特性のモデル化 . . . . .	30
2.5.3	解析概要と芯材の付着特性の算出 . . . . .	32
2.5.4	解析結果 . . . . .	34
2.6	芯材の付着剥離過程が UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性に及ぼす影響のメカニズム . . . . .	39
2.7	芯材の付着特性と UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性 . . . . .	39
2.7.1	芯材の付着特性に関するパラメータ . . . . .	41
2.7.2	芯材の付着強度 . . . . .	42
2.7.3	芯材の付着面積 . . . . .	43
2.7.4	付着剥離区間とアンボンド区間 . . . . .	48
2.8	付着制御型 UBRC 橋脚構造の実現 . . . . .	58
2.9	まとめ . . . . .	59
<b>3</b>	<b>二次剛性を利用した二段階耐震設計法の提案</b>	<b>65</b>
3.1	概説 . . . . .	65
3.2	二次剛性と必要性能 . . . . .	65
3.2.1	必要降伏強度に与える影響 . . . . .	65
3.2.2	残留変位に与える影響 . . . . .	67
3.3	必要強度，残留変位スペクトルについて . . . . .	68
3.4	二次剛性が必要強度，残留変位に与える影響 . . . . .	69
3.4.1	目標靱性率による相違 . . . . .	69
3.4.2	入力地震動による相違 . . . . .	72
3.5	二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方 . . . . .	81
3.5.1	RC 橋脚構造の二段階耐震設計 . . . . .	81
3.5.2	二次剛性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の概念 . . . . .	83
3.5.3	橋脚構造の小規模化の意義 . . . . .	87
3.6	まとめ . . . . .	87

<b>4</b>	<b>UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計への適用</b>	<b>91</b>
4.1	概説	91
4.2	UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の流れ	91
4.3	対象 RC 橋脚について	93
4.4	縮小断面 RC 橋脚の試設計	93
4.4.1	縮小断面の決定	93
4.4.2	震度法による縮小断面 RC 橋脚の性能評価	95
4.4.3	地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の性能評価	98
4.5	小規模断面を有する UBRC 橋脚の設計	101
4.5.1	必要強度スペクトルによる小規模断面の必要性能の決定	101
4.5.2	パラメトリック解析による芯材配置の決定	107
4.6	小規模断面を有する UBRC 橋脚の正負交番載荷実験	110
4.6.1	実験概要	110
4.6.2	実験用供試体	112
4.6.3	実験結果	112
4.7	小規模断面を有する UBRC 橋脚の二段階ハイブリッド地震応答実験	118
4.7.1	実験概要	118
4.7.2	実験用供試体と入力地震動	119
4.7.3	レベル 1 地震動に対する性能評価	121
4.7.4	レベル 2 地震動に対する性能評価	126
4.8	小規模断面 UBRC 橋脚構造の経済性	139
4.8.1	概要	139
4.8.2	橋脚建設費の概算について	139
4.8.3	橋脚建設費の概算	141
4.9	まとめ	144
<b>5</b>	<b>鋼より線の UBRC 橋脚構造への適用</b>	<b>147</b>
5.1	概説	147
5.2	鋼より線の特徴と芯材への適用性	147
5.3	正負交番載荷実験	149
5.3.1	実験概要	149
5.3.2	実験用供試体	150
5.3.3	鋼より線の定着法	152

5.3.4	実験結果 . . . . .	153
5.4	正負交番載荷解析 . . . . .	155
5.4.1	解析概要 . . . . .	155
5.4.2	解析結果 . . . . .	156
5.5	鋼より線を活用した芯材の配置法 . . . . .	160
5.5.1	芯材を曲げ配置した UBRC 橋脚構造について . . . . .	160
5.5.2	FEM 解析による性能評価 . . . . .	162
5.6	まとめ . . . . .	167
<b>6</b>	<b>UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性</b>	<b>171</b>
6.1	概説 . . . . .	171
6.2	RC ラーメン橋脚構造と芯材配置 . . . . .	171
6.3	正負交番載荷実験 . . . . .	173
6.3.1	実験用供試体 . . . . .	174
6.3.2	実験システム . . . . .	179
6.3.3	実験結果 . . . . .	180
6.4	正負交番載荷解析 . . . . .	194
6.4.1	解析モデルについて . . . . .	194
6.4.2	解析概要 . . . . .	194
6.4.3	解析結果 . . . . .	195
6.5	芯材が UBRC ラーメン橋脚構造の特性に及ぼす影響のメカニズム . . .	211
6.5.1	二次剛性の発現メカニズム . . . . .	211
6.5.2	破壊過程に与える影響のメカニズム . . . . .	212
6.6	まとめ . . . . .	215
<b>7</b>	<b>結論</b>	<b>219</b>

# 目 次

2.1	UBRC 橋脚構造の概念図 . . . . .	15
2.2	芯材から塑性ヒンジ区間に作用する力 . . . . .	16
2.3	漸増圧縮力とモーメントによる二次剛性の発現 . . . . .	17
2.4	芯材におけるアンボンド効果 . . . . .	18
2.5	UBRC 橋脚の構造特性 . . . . .	19
2.6	UBRC 橋脚の地震時性能 . . . . .	20
2.7	異型鉄筋と丸鋼の付着メカニズム . . . . .	21
2.8	異型鉄筋と丸鋼の付着強度 . . . . .	22
2.9	実験用供試体 . . . . .	24
2.10	実験システム . . . . .	25
2.11	P- $\Delta$ 履歴曲線 . . . . .	28
2.12	芯材ひずみ分布の変化 . . . . .	29
2.13	芯材ひずみ分布の比較 . . . . .	29
2.14	UBRC 部材の解析モデル . . . . .	31
2.15	ジョイントバネ要素の特性 . . . . .	32
2.16	付着剥離後の摩擦応力の算定 . . . . .	33
2.17	コンクリートの応力-ひずみ曲線 . . . . .	34
2.18	鉄筋の応力-ひずみ曲線 . . . . .	35
2.19	P- $\Delta$ 履歴曲線と骨格曲線の比較 . . . . .	36
2.20	正負交番載荷解析における芯材ひずみ分布の変化 . . . . .	38
2.21	正負交番載荷解析における芯材ひずみ分布の比較 . . . . .	38
2.22	芯材の付着剥離による橋脚の構造特性の変化 . . . . .	40
2.23	付着剥離区間とアンボンド区間を有する UBRC 橋脚構造 . . . . .	42
2.24	付着強度による相違 (P- $\Delta$ 曲線) . . . . .	44
2.25	付着強度による相違 (芯材ひずみ分布) . . . . .	45
2.26	径と本数による相違 (P- $\Delta$ 曲線) . . . . .	46



2.27 径と本数による相違（芯材ひずみ分布）	47
2.28 実験用供試体	50
2.29 P- $\Delta$ 履歴曲線	51
2.30 芯材ひずみ分布	52
2.31 付着剥離芯材のひずみばらつきのメカニズム	53
2.32 P- $\Delta$ 履歴曲線	54
2.33 芯材ひずみ分布	55
2.34 P- $\Delta$ 履歴曲線	56
2.35 芯材ひずみ分布	57
2.36 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の二段階耐震設計	60
3.1 エネルギー一定則	66
3.2 二次剛性による必要降伏強度の低減効果	67
3.3 バイリニアモデル	69
3.4 開北橋記録 TR 成分入力	70
3.5 神戸海洋気象台記録 NS 成分入力	71
3.6 開北橋記録 LG 成分入力（Ⅰ種地盤，タイプⅠ地震動）	74
3.7 板島橋記録 LG 成分入力（Ⅱ種地盤，タイプⅠ地震動）	75
3.8 津軽大橋記録 LG 成分入力（Ⅲ種地盤，タイプⅠ地震動）	76
3.9 神戸海洋気象台記録 NS 成分入力（Ⅰ種地盤，タイプⅡ地震動）	77
3.10 JR 鷹取駅記録 EW 成分入力（Ⅱ種地盤，タイプⅡ地震動）	78
3.11 神戸ポートアイランド記録 EW 成分入力（Ⅲ種地盤，タイプⅡ地震動）	79
3.12 同一地盤におけるタイプⅠ，タイプⅡ地震動による必要強度，残留変位の比較	80
3.13 RC 橋脚構造の二段階耐震設計	83
3.14 二次剛性を利用した二段階耐震設計の概念	84
3.15 入力地震動の特性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計	86
4.1 UBRC 橋脚構造の設計概念	92
4.2 対象連続桁橋	94
4.3 対象 RC 道路橋橋脚	94
4.4 縮小 RC 橋脚断面図	96
4.5 縮小 RC 橋脚断面図	97

4.6	震度法に用いる設計水平震度の標準値	97
4.7	地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値	100
4.8	試設計に用いた入力地震動	102
4.9	開北橋記録 LG 成分の必要強度，残留変位スペクトル	104
4.10	神戸海洋気象台記録 NS 成分の必要強度，残留変位スペクトル	105
4.11	縮小断面橋脚に要求される性能	106
4.12	縮小断面橋脚への芯材の配置	108
4.13	小規模断面を有する UBRC 橋脚のパラメトリック解析結果	109
4.14	検討対象 UBRC 橋脚	111
4.15	実験用供試体	113
4.16	P- $\Delta$ 履歴曲線と骨格曲線の比較	114
4.17	RC 橋脚における鉄筋座屈のメカニズム	115
4.18	残留変位，履歴吸収エネルギー量の比較	117
4.19	UBRC 供試体の芯材ひずみ分布	118
4.20	ハイブリッド地震応答実験と非線形時刻歴応答解析	120
4.21	二段階ハイブリッド地震応答実験における入力地震動	121
4.22	レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果（100-RC 供試体）	122
4.23	レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果（72-UBRC 供試体）	123
4.24	レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果（60-UBRC 供試体）	124
4.25	レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果（ひび割れ分布図）	125
4.26	レベル 2・タイプ II 地震動を入力したハイブリッド実験結果（100-RC 供試体）	127
4.27	レベル 2・タイプ II 地震動を入力したハイブリッド実験結果（72-UBRC 供試体）	128
4.28	レベル 2・タイプ II 地震動を入力したハイブリッド実験結果（60-UBRC 供試体）	129
4.29	トリリニア型武田モデル	131
4.30	レベル 2・タイプ II 地震動を入力した動的解析結果（60-RC 供試体）	132
4.31	レベル 2・タイプ I 地震動（開北橋記録 LG 成分，最大加速度 400gal）	133
4.32	レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果（100-RC 供試体）	134
4.33	レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果（72-UBRC 供試体）	135
4.34	レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果（60-UBRC 供試体）	136

4.35 レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果 (60-RC 供試体)	138
5.1 PC 鋼より線の断面図	148
5.2 実験用供試体	151
5.3 実験で用いた鋼より線の定着法	152
5.4 P- $\Delta$ 履歴曲線と骨格曲線の比較	153
5.5 芯材ひずみの時刻歴	154
5.6 解析で用いた鋼より線の材料特性	156
5.7 P- $\Delta$ 履歴曲線と骨格曲線の比較 (解析結果)	157
5.8 芯材ひずみの時刻歴 (解析結果)	158
5.9 コンクリートの応力分布の変化 (解析結果)	159
5.10 PC 鋼より線の曲げ配置 (PC 橋脚)	160
5.11 PC 鋼より線の曲げ配置 (PC 桁)	161
5.12 UBRC 橋脚における芯材の曲げ配置	162
5.13 解析対象 UBRC 供試体	163
5.14 FEM モデル	164
5.15 FEM 解析結果 (P- $\Delta$ , 芯材ひずみの比較)	165
5.16 FEM 解析結果 (せん断変形量)	166
6.1 単柱式橋脚構造における芯材配置	172
6.2 単柱式橋脚構造におけるモーメント分布	173
6.3 ラーメン橋脚構造におけるモーメント分布	173
6.4 ラーメン橋脚構造における芯材配置例	174
6.5 RC ラーメン供試体 (RC)	176
6.6 UBRC-1 ラーメン供試体 (UBRC-1)	177
6.7 UBRC-2 ラーメン供試体 (UBRC-2)	177
6.8 UBRC-3 ラーメン供試体 (UBRC-3)	178
6.9 供試体に設置したひずみゲージ	178
6.10 実験システム	179
6.11 P- $\Delta$ 履歴曲線	182
6.12 骨格曲線の比較	183
6.13 RC 供試体の降伏過程	185
6.14 UBRC-1 供試体の降伏過程	185

6.15 UBRC-2 供試体の降伏過程 . . . . .	186
6.16 UBRC-3 供試体の降伏過程 . . . . .	186
6.17 各供試体のひび割れ分布 . . . . .	188
6.18 RC 供試体のひび割れの進展状況 . . . . .	189
6.19 UBRC-1 供試体のひび割れの進展状況 . . . . .	189
6.20 UBRC-2 供試体のひび割れの進展状況 . . . . .	190
6.21 UBRC-3 供試体のひび割れの進展状況 . . . . .	190
6.22 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.007m） . . . . .	192
6.23 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.015m） . . . . .	192
6.24 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.023m） . . . . .	193
6.25 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.033m） . . . . .	193
6.26 ラーメン橋脚の解析モデル . . . . .	195
6.27 P- $\Delta$ 履歴曲線 . . . . .	196
6.28 骨格曲線の比較 . . . . .	197
6.29 RC 供試体の降伏過程（解析結果） . . . . .	199
6.30 UBRC-1 供試体の降伏過程（解析結果） . . . . .	199
6.31 UBRC-2 供試体の降伏過程（解析結果） . . . . .	200
6.32 UBRC-3 供試体の降伏過程（解析結果） . . . . .	200
6.33 RC 供試体のモーメント，曲率分布 . . . . .	202
6.34 UBRC-1 供試体のモーメント，曲率分布 . . . . .	203
6.35 UBRC-2 供試体のモーメント，曲率分布 . . . . .	205
6.36 UBRC-3 供試体のモーメント，曲率分布 . . . . .	206
6.37 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.005m） . . . . .	209
6.38 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.015m） . . . . .	209
6.39 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.025m） . . . . .	210
6.40 芯材ひずみ分布（載荷点変位 0.035m） . . . . .	210
6.41 UBRC ラーメン橋脚における二次剛性の発現メカニズム . . . . .	213
6.42 梁に芯材を配置した場合の UBRC ラーメン橋脚の破壊過程の相違 . . . . .	214



# 表 目 次

2.1	芯材パラメータと効果	18
2.2	鋼材の材料特性	23
2.3	コンクリートの材料特性	23
2.4	供試体のパラメータ	23
2.5	芯材の径と本数	48
2.6	鋼材の材料特性	49
2.7	コンクリートの材料特性	49
2.8	供試体のパラメータ	49
3.1	入力地震動（タイプⅠ地震動）	72
3.2	入力地震動（タイプⅡ地震動）	72
4.1	縮小 RC 橋脚の諸量	95
4.2	震度法による縮小断面 RC 橋脚の照査	98
4.3	地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の照査（タイプⅠ地震動）	100
4.4	地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の照査（タイプⅡ地震動）	101
4.5	鋼材の材料特性	112
4.6	コンクリートの材料特性	112
4.7	供試体のパラメータ	113
4.8	各供試体の最大応答絶対加速度，応答変位	126
4.9	各供試体の最大応答絶対加速度，応答変位	130
4.10	各供試体の最大応答絶対加速度，応答変位	137
4.11	各橋脚のコンクリート量	140
4.12	各橋脚の鉄筋量	140
4.13	各橋脚の帯鉄筋量	140
4.14	各橋脚の芯材量	140
4.15	コンクリート工の単価	141

4.16	コンクリート工の費用	141
4.17	鉄筋工の単価	142
4.18	鉄筋工の費用	142
4.19	帯鉄筋工の費用	142
4.20	芯材配置工の単価	143
4.21	芯材配置工の費用	143
4.22	各橋脚の建設費	144
5.1	PC 鋼棒と PC 鋼より線の材料値	148
5.2	鋼材の材料特性	150
5.3	コンクリートの材料特性	150
5.4	供試体のパラメータ	150
6.1	RC ラーメン橋脚の諸元	175
6.2	鋼材の材料特性	175
6.3	コンクリートの材料特性	175
6.4	供試体のパラメータ	176

# 写真目次

2.1	実験システム	26
2.2	制御システム	27
5.1	PC 鋼より線	148
6.1	実験システム	180
6.2	柱上部の損傷（右柱，載荷点変位 0.044m）	191

# 第1章 序論

## 1.1 概説

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、都市機能の根幹を担う社会基盤の多くが崩壊し、陸・海・空の交通網の麻痺や、水道・ガス・電気などのライフラインの寸断による都市機能の低下が問題となった。一般に、このような都市機能を麻痺させるような大地震の発生は、稀にしか起こらないとされている。しかし、一説には、兵庫県南部地震以降、今後約50年にわたり西日本は地震の活動期に入ったとされ、2000年10月6日には鳥取県西部地震、そして、2001年3月24日には芸予地震が発生している。また、東日本でも、2003年5月26日、7月26日に相次いで発生した三陸南地震、宮城県北部地震、並びに、2003年9月26日には2003年十勝沖地震が発生し、大きな被害をもたらしている。さらに、東、西日本の交通、物流の動脈ともいえる東海地方を中心とした東海地震、紀伊半島、四国沖を震源とする東南海、南海地震の危険性についても注目されている。このように、我が国の国土は常に大規模地震の危険にさらされており、このことは我が国において安定した社会基盤を形成する上で避けることができない問題である。本研究は、社会基盤を構成する土木構造物のうち交通の要となる橋梁の橋脚構造に着目し、その耐震性の向上について検討するものである。

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計においては、構造部材の強度を向上させるだけで地震に抵抗するには限界があるため、構造部材が非線型域に入っても適切なねばりを持たせ、エネルギー吸収性を高めることが重要であるとされている。兵庫県南部地震以降、耐震設計はレベル1およびレベル2の設計地震動に対する二段階耐震設計が行われるようになった。比較的頻度の高いレベル1の地震動に対しては、地震時の部材力が降伏応力を超えないように配慮された強度設計が採用されている。一方頻度の低いレベル2地震動に対しては、部材の塑性領域を含め変形性能をまず評価し、その値に応じて作用地震力を低減した上で、保有耐力がそれ以上にあるかの照査を行うと共に、橋脚が大地震後も供用性を有していることを目的として、残留変位が橋脚高さの1/100以内であることも要求している<sup>1)</sup>。



すなわち、耐震性に富む橋脚とは、レベル1地震動に対しては高い耐力、レベル2地震動に対しては大きな靱性（エネルギー吸収）と小さな残留変形を兼ね備えた橋脚といえるが、特にレベル2地震動における要求項目である靱性の確保と残留変位の低減は相反する問題である。また、このような高耐震性能を付与するにしても、高コストであればその利用も進まない。つまり、求められる高性能を実現できること、かつ、それを実現するためのコストが低く合理的な耐震設計を実現できることの両面を満足できる新しい橋脚構造の開発が求められている。

家村らは、以上のような性能を満たす橋脚構造としてアンボンド芯材入り RC 橋脚構造（UBRC 橋脚構造）を提案している<sup>2),3)</sup>。この橋脚構造では橋脚断面内に配置されたアンボンド高強度芯材が、橋脚の大変形領域でも弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。本研究では、次世代の橋脚構造として UBRC 橋脚構造に着目し、その耐震性の向上、並びに二段階耐震設計への適用について検討を行った。

## 1.2 合成構造に関する既往の研究

1995 年に発生した兵庫県南部地震以降、RC 構造物の弾塑性域での挙動を明らかにするため、数多くの実験的研究や数値解析が行われてきた。その中で、特に、本研究に関係する RC 構造や PC 構造、並びに、高耐震性を目的とした新しい合成構造に対する研究を行ったものとして以下のものが挙げられる。

### 1.2.1 RC 橋脚構造に関する既往の研究

RC 橋脚の耐震設計では、一般に変形性能を高めることによって耐震性能を確保することが行われる。そのため、RC 橋脚の耐震性の向上に関する研究では、主に、RC 橋脚の変形性能を推定する手法、向上させる手法に関する研究が多く行われている。

幸左らは、道路橋示方書で定められている RC 橋脚の靱性率算定手法の妥当性について、RC 橋脚の正負交番載荷実験結果を収集し、比較することにより終局変位を求める場合には、コンクリートの終局ひずみを最大圧縮力の 50%低下した点で定義すること、並びに、塑性ヒンジ長を求める場合には、座屈算定式を用いることが有効であることを述べている<sup>4)</sup>。また、運上らは、RC 橋脚の変形性能の評価に必要である塑性ヒンジ長に着目し、その推定式として軸方向鉄筋の座屈長を基にした簡易算定式の提案

を行っている<sup>5)</sup>。さらに、須田らは、RC 構造の変形性能、ポストピーク挙動の評価において軸方向鉄筋の座屈挙動を再現することが不可欠であると考え、座屈を考慮した軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係、並びに、かぶりコンクリートの剥離が鉄筋の座屈に与える影響を考慮した FEM 解析を行い、その有用性を実証している<sup>6)</sup>。

一方、RC 橋脚の変形性能を向上されるためには、塑性ヒンジ区間の帯鉄筋を密にし、コアコンクリートの拘束効果を高めることが有効である。例えば、石橋らは、RC 柱の帯鉄筋を密にし、コンクリートの拘束効果を高めた RC 柱の正負交番載荷実験を行い、RC 柱の変形性能が帯鉄筋を多く配置することにより改善されることを明らかにしている<sup>7)</sup>。また、帯鉄筋比が大きく高い変形性能を有する柱部材を対象とした降伏時の変位算定法を提案している。また、川島、堺らは、横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係を定式化し、RC 橋脚における帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を評価している<sup>8)</sup>。

## 1.2.2 PC 橋脚構造に関する既往の研究

PC 構造とは、降伏強度の高い PC 鋼材によりコンクリート部材に、自重などの各荷重の作用によって生ずる応力を減殺するように逆方向の応力をプレストレスとして導入した構造であり、主に梁部材に適用されている例が多い。PC 構造では、適切な鋼材の配置により高い曲げおよびせん断耐力を得ることができ、かつ、導入されたプレストレス力の効果により、RC 構造と比較して高い復元力が実現される。近年、このような PC 構造を橋脚に適用することにより、曲げ耐力、及び、高い復元性を実現した PC 橋脚に関する研究が行われている。

例えば、池田らは、橋脚の軸方向にプレストレスを導入した PC 橋脚を作成し、静的正負交番載荷実験により、プレストレス量や PC 鋼材とコンクリートの付着などの影響を検討した結果、PC 橋脚では地震後耐力が低下せず、残留変位が小さく許容限度内に留まりやすい傾向があることを明らかにした<sup>9),10),11),12),13)</sup>。

また、睦好らは、PC 橋脚の模型供試体の静的正負交番載荷実験および仮動的実験を行っている。そして静的実験結果から、PC 橋脚の復元力モデルを提案し、そのモデルを使用して応答解析を行い、仮動的実験の結果と比較検討した。その結果、プレストレスの導入量に因らず大きな残留変形が生じることもあったと確認し、それが軸方向鉄筋に大きく依存することを明らかにした<sup>14),15)</sup>。

さらに、社団法人 プレストレストコンクリート技術協会では、PC 橋脚に関する研

究結果を基に、PC 橋脚の耐震設計ガイドラインを作成し、PC 橋脚の耐震設計の際に必要な検討項目、手法などを提起している<sup>16)</sup>。

### 1.2.3 新合成構造に関する既往の研究

近年、耐震設計の考え方が性能設計に移行しつつあることや、材料工学の分野において新しい特性を有する材料が次々と開発、実用化されているという背景から、それらを用いた新合成構造に関する研究が行われている。新合成構造としては、様々な特性を持つ新素材や特性の異なる鉄筋を併用した RC 構造などが提案され、多様な構造特性と高耐震性が実現されている。

例えば、川島らは、橋脚で損傷の集中する橋脚基部の塑性ヒンジ区間における軸方向ひずみを平滑化できれば、靱性の向上につながると考え、その効果を正負交番載荷実験により実証している<sup>17)</sup>。同じく、川島らは、RC 橋脚の基部における塑性ヒンジ区間を繰り返しに耐える材料であるゴム層とすれば、地震時にコンクリートに損傷が生じることが無く、地震後にも大規模な復旧を必要とせずに済むと考え、実験、及び、解析による検討を行っている。そして、橋脚の変形の大部分がゴム層の変形によるものとなり、コンクリートの損傷に関しては、低減されることが明らかとなっている<sup>18)</sup>。また、星隈らは、RC 橋脚の変形性能の向上には、軸方向鉄筋の座屈抑制が有効であると考えた。そして、塑性ヒンジ区間の軸方向鉄筋の形状を外にはらみ出しにくい形状にすること、コンクリートとの付着を切るなどした RC 橋脚に関して正負交番載荷実験を行い、提案した手法が軸方向鉄筋の座屈の遅延化に有効であることを実証している<sup>19)</sup>。

一方、渡邊らは、RC 部材の断面に強度の異なる軸鉄筋を混在させ、それぞれの降伏時期をずらすことによって RC 断面のモーメント-曲率曲線を制御・改善できることを明らかにした<sup>20),21)</sup>。また、川島らは、高強度材料を RC 橋脚に用いれば、強度の増加だけでなく、断面の減少が可能となる点に着目し、高強度材料を用いた RC 橋脚の性能を実験的に検討している<sup>22)</sup>。

以上の他にも、橋脚構造の地震後の供用性、残留変位の低減を目的とした新合成構造の研究も行われている。例えば、運上らは、橋脚基部における断面中心部に積層ゴムによる軸力保持部材と芯材として丸鋼を設置することが、RC 橋脚における地震後の残留変形を修復する上で有効であることを実験的に検討している<sup>23)</sup>。また、家村らは、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の実橋をモデルとした供試体の静的模型載荷実験お

よびハイブリッド地震応答実験を行っている。そして、その実験により、断面内に配置した鋼管と外周にらせん巻きにした高強度鋼線帯鉄筋との相互の効果が、高いせん断耐力と靱性能の実現に繋がることを明らかにした。また、同橋脚構造が、大きな変形を受けたにもかかわらず残留変形が小さいことに注目し、その理由として内部の鋼管が座屈せず終局後も良好な復元力を有することを挙げている<sup>24)</sup>。

#### 1.2.4 UBRC 橋脚構造に関する研究

家村らは、RC 橋脚構造に代わる次世代高耐震性橋脚構造として UBRC 橋脚構造を提案している<sup>2),3)</sup>。この橋脚構造では橋脚断面内に配置されたアンボンド高強度芯材が、橋脚が大変形を起こした時でも弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。

高橋らは、通常の RC 断面内にアンボンド芯材を配置した UBRC 橋脚に対して正負交番載荷実験、ハイブリッド地震応答実験を行い、UBRC 橋脚では大変形領域においてもアンボンド芯材が弾性挙動を示す事により、通常の RC 橋脚では実現不可能であった安定した正の二次剛性の発現、および残留変位の低減など優れた耐震性能が実現されることを確認した。また、アンボンド芯材の配置効果を考慮できる解析手法を提案するとともに、芯材の配置位置、量、範囲などが UBRC 橋脚構造の二次剛性に与える影響について明らかにしている<sup>2),3),25)</sup>。

### 1.3 二次剛性と地震時挙動に関する既往の研究

二次剛性が RC 橋脚構造の地震時挙動に与える影響に関する研究は、RC 橋脚構造が二次剛性を持たない構造であると見なされているために、その数は少ないものである。ただし、近年、前述したような様々な構造特性を有する新構造に関する研究が盛んになるにつれて、二次剛性と地震時挙動に関する研究も行われるようになっていく。

例えば、鉄道構造物等設計標準では、鉄道橋橋脚の所要降伏震度スペクトルの作成において、RC 構造、SRC 構造別に一定の二次剛性を考慮している<sup>26)</sup>。他にも、三上らは、バイリニアモデルにおける二次剛性の大きさが、一自由度系の地震時応答、特に最大応答変位、残留変位などに与える影響を解析的に検討し、二次剛性が残留変位の低減に有効であることを明らかにしている<sup>27),28)</sup>。また、同様に運上<sup>29)</sup>、矢部ら<sup>30)</sup>も、二次剛性をパラメータとしたスペクトル解析を行い、同様な傾向があることを報

告している。二次剛性が残留変位を低減させる傾向があることは、川島ら<sup>31)</sup>による残留変位スペクトルに関する研究で述べられており、その傾向は、道路橋示方書<sup>1)</sup>の残留変位推定式にも取り入れられている。しかし、UBRC 橋脚構造などの二次剛性の大きさが制御できる構造が開発されたことから、二次剛性による残留変位の低減効果など、二次剛性が地震時挙動に与える影響の定量的な評価を行う必要がある。

## 1.4 橋脚構造の二段階耐震設計に関する既往の研究

現在、土木構造物である橋脚構造の耐震設計は、二段階耐震設計の考え方が基本となっており、土木学会による「土木構造物の耐震基準等に関する提言」<sup>32),33)</sup>では、「耐震設計において想定する地震動として①構造物の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動強さ（レベル1地震動）、および②海洋型地震や直下型地震による地震動のように、供用期間中に発生する確率が低い地震動強さ（レベル2地震動）の二段階を考慮する」と記述しており、耐震設計の基本概念を二段階設計にすることが述べられている。

従来の橋脚構造の二段階耐震設計に関する研究としては、橋脚構造の靱性、変形性能を精度良く推定する手法や、設計の際に用いるスペクトルに関するもの、示方書などで定められている安全係数、補正係数などを見直すことによる耐震設計の合理化に関するものが多く、高強度材料を用いることによる橋脚断面の小規模化や新合成構造を対象とした耐震設計手法に関する研究は少ない。ただし、近年、前述したような高強度材料の適用、新合成構造の開発により、二段階耐震設計で要求される性能を満足する橋脚構造を小規模な断面で実現するための試みが行われ始めている。例えば、奈良県に架かる七色高架橋<sup>34),35)</sup>では、高強度鉄筋としてSD490を用いてその断面を低減する試みを行っており、性能評価、建設コストにおける有意性、景観面における評価を明らかにしている。今後、耐震設計の考え方が性能設計法に移行するに従って、新構造、材料を用いた二段階耐震設計の合理化、経済性の向上を目的とする研究の重要性が高まっていくものと思われる。

## 1.5 本論文の構成

本研究は、UBRC 橋脚構造の有用性、応用性を高め、その耐震性能の向上を図ると共に、UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性を二段階耐震設計において積極的に利用

して、高耐震性を有する橋脚構造を合理的、かつ、経済的に実現することを目的とするものである。

以下に、本論文の構成を示す。

2章では、UBRC 橋脚構造の施工性、経済性、耐久性の向上を目的として、アンボンド処理を省略した芯材（付着剥離芯材）を用いた UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性について述べる。ここでは、まず、UBRC 橋脚構造における二次剛性の発現メカニズムを明らかとし、芯材に要求される性能について整理する。次に、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造の考え方をまとめ、芯材の付着から剥離に至る特性が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響を把握するために正負交番載荷実験による検討を行う。また、芯材の付着剥離過程を考慮したファイバーモデル解析により実験の再現解析を行い、芯材の付着特性が橋脚の構造特性に及ぼす影響のメカニズムについて検討する共に、芯材の付着特性に関するパラメトリック解析とその結果について述べる。

3章では、UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性が一自由度系の地震時挙動に与える影響について述べ、さらに、二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方について整理する。ここでは、まず、橋脚構造の耐震性能を表す指標として必要降伏強度、残留変位に着目し、二次剛性がそれらに与える影響を必要強度、残留変位スペクトルにより明らかにする。そして、二次剛性を考慮した必要強度、残留変位スペクトルによる検討結果を基に、二次剛性を利用した合理的な二段階耐震設計法の考え方について提案する。

4章では、2章で検討する付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造を用いて、3章で提案する二次剛性を利用した二段階耐震設計を実現する試みについて述べる。ここでは、まず、UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の流れについて整理する。そして、その流れに基づき道路橋 RC 橋脚を対象として、小規模断面を有する UBRC 橋脚構造を試設計する。さらに、試設計した UBRC 橋脚構造と対象とした RC 橋脚構造の実験用供試体を作成し、それらに対し、正負交番載荷実験、並びに、二段階の地震動を入力するハイブリッド地震応答実験、非線形一自由度時刻歴応答解析を行い、その基本的な構造特性や地震時性能について評価、比較する。また、試設計した UBRC 橋脚構造と対象とした RC 橋脚構造の建設費を概算し、UBRC 橋脚構造を二段階耐震設計法へ適用することの経済面における意義について述べる。

5章では、芯材として PC 部材の緊張材である PC 鋼より線の適用性に関する検討に

について述べる．ここでは、まず、UBRC 橋脚構造の芯材として求められる特性と鋼より線の特徴を整理する．そして、鋼より線の特徴を活かした新しい芯材の配置法やそれにより UBRC 橋脚構造に付与される新しい性能について検討する．また、鋼より線を芯材として用いた UBRC 橋脚構造の基本的な構造特性や適用性などを正負交番載荷実験、並びに、FEM 解析により明らかにする．

6章では、アンボンド芯材を複数部材で構成されるラーメン橋脚構造に用いた UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性に関する検討を行う．ここでは、まず、アンボンド芯材を配置した UBRC ラーメン橋脚の実験用供試体を作成し、それらに対する正負交番載荷実験によりその特性を明らかにする．また、UBRC ラーメン橋脚の実験再現解析を行い、ラーメン構造において芯材の有無、配置位置の相違が橋脚全体の復元力特性や破壊過程に与える影響のメカニズムを解明する．

7章では、結論として本論文で得られた知見をまとめると共に、今後の研究課題について言及する．

## 参 考 文 献

- (1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年
- (2) Yosikazu TAKAHASHI: Development of High Seismic Performance RC Piers with Object-Oriented Structural Analysis, 京都大学博士論文, 2002 年 1 月
- (3) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹: アンボンド芯材を活用した高耐震性 RC 橋脚の開発, 土木学会論文集, Vol.I-60, pp283-296, 2002 年 7 月
- (4) 田口絢子, 幸左賢二, 足立幸郎, 鈴木直人: RC 橋脚のじん性率評価法の検討, 第 5 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp247-252, 2002 年 1 月
- (5) 浅津直樹, 運上茂樹, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, Vol.I-56, pp177-194, 2001 年 7 月
- (6) 増川淳二, 須田久美子, 前川宏一: かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の 3 次元非線形 FEM 解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, pp37-42, 1999 年
- (7) 海原卓也, 小林薫, 石橋忠良: 帯鉄筋比の大きい RC 柱の地震時降伏変位算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, pp1171-1176, 1999 年
- (8) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, Vol.I-52, pp297-316, 2000 年 7 月
- (9) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40 No.5, pp.40-47, 1998
- (10) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレストを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19 No.2, pp.1197-1202, 1997 年
- (11) 平陽兵, 松田哲夫, 山口隆裕, 池田尚治: PC 緊張材で桁と剛結合したコンクリート橋脚の耐震性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18 No.2, pp.23-28, 1996 年



- (12) 白浜寛, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレストを有するコンクリート橋脚の地震応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20 No.3, pp.745-750, 1998 年
- (13) 池田尚治: 将来の PC 構造, プレストレストコンクリート, Vol.38 No.6, pp.10-13, 1996 年
- (14) 稲田文展, 睦好宏史, Wael Zatar: プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20 No.3, pp.739-744, 1998 年
- (15) 保坂勲, 睦好宏史, 稲田文展: プレストレストコンクリート高架橋における PC 桁の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19 No.2, pp.159-164, 1997 年
- (16) 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会: プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999 年 11 月
- (17) 細入圭介, 川島一彦, 庄司学, 堺淳一: アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性, 第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.447-454, 2000 年 12 月
- (18) 川島一彦, 永井政伸: ダメージフリー RC 橋脚の開発, 第 5 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.219-226, 2002 年 1 月
- (19) 星隈順一, 運上茂樹, 塩島亮彦: 鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制と塑性変形性能の向上, 第 4 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.215-220, 2003 年 3 月
- (20) 渡邊史夫, 大住和正, 六車熙: 各種強度の鉄筋混用による RC 断面曲げ性能の制御 (その 1. 基本アイディアと解析方法), 日本建築学会学術講演梗概集 C. 構造 II, pp.295-296, 1990 年
- (21) 大住和正, 渡邊史夫, 六車熙: 各種強度の鉄筋混用による RC 断面曲げ性能の制御 (その 2. 解析結果), 日本建築学会学術講演梗概集 C. 構造 II, pp.297-298, 1990 年

- (22) 宮路健太郎, 中澤宣貴, 川島一彦, 渡辺学歩: 高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いた RC 橋脚の耐震性, 第 6 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.75-81, 2003 年 1 月
- (23) 塩島亮彦, 運上茂樹, 星隈順一, 長屋和宏: 修復を想定した鉄筋コンクリート橋脚構造に関する実験的検討, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1401-1404, 2001 年 8 月
- (24) 家村浩和, 加藤敏明, 高橋良和, 前堀伸平: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する載荷実験, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.2099-2104, 1998 年
- (25) 高橋良和, 家村浩和, 曾我部直樹: アンボンド芯材入り RC 構造の解析モデルと芯材パラメータの影響, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp.945-954, 2003 年 3 月
- (26) 運輸省鉄道局 監修, 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物設計基準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999 年 10 月
- (27) 三上卓, 家村浩和: 塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp.619-629, 2002 年 3 月
- (28) 三上卓, 家村浩和: 塑性域における剛性が残留変位および必要設計降伏強度に及ぼす影響, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1153-1155, 2001 年 8 月
- (29) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価, 第 5 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.399-404, 2002 年
- (30) 尾山靖史, 矢部正明: 剛性低下型バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討, 第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.263-270, 1998 年
- (31) 川島一彦, Gregory A.MACRAE, 星隈順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501 Vol.I-29, pp183-192, 1994 年 10 月
- (32) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言, 土木学会誌, Vol.80, No.7, 1995 年

- (33) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言，土木学会誌，Vol.81，No.2，1996 年
- (34) 仲谷邦博，木村祐司，上田喜史，山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計（上），橋梁と基礎，pp11-17，1999 年 11 月
- (35) 仲谷邦博，木村祐司，上田喜史，山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計（下），橋梁と基礎，pp41-49，1999 年 12 月

## 第2章 付着剥離芯材を用いたUBRC橋脚構造の弾塑性復元力特性

### 2.1 概説

次世代の高性能橋脚に求められる要件を考えると、単に高い耐力、変形性能を有するだけではもはや十分ではない。常時の維持・管理や想定外地震力の作用、地震後の供用をも考慮した性能が必要となってきた。現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、地震後の残留変形を  $1/100$  (rad) 以下に制限することが規定されている。つまり重要度の高い橋脚には、大きな靱性の確保と残留変形の低減という相反する二つの性能が要求されていることになる。ただ、このような高耐震性能を付与するにしても、高コストであればその利用も進まない。求められる高性能に対する合理的な耐震設計のための橋脚構造と、それを実現するに当たって必要となるコストの両面が満足してはじめてその利用が進むものと考えられる。

家村らは、以上のような性能を満たす橋脚構造としてアンボンド芯材入り RC 橋脚構造 (UBRC 橋脚構造) を提案している<sup>2),3)</sup>。この橋脚構造では橋脚断面内に配置されたアンボンド高強度芯材が、橋脚が大変形を起こした時でも弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。

UBRC 橋脚構造では、芯材としてアンボンド処理を施した高強度鉄筋を想定しているが、アンボンド処理は建設コストの増加に直接つながる。また、コンクリートと芯材との間に空隙が生じれば、芯材の腐食についても考えなければならない。そこで、本研究では、芯材としてアンボンド処理を施さない高強度丸鋼を用いた UBRC 橋脚構造について検討した。丸鋼であれば、アンボンド処理を施さなくとも橋脚の変形に伴いコンクリートとの付着が切れそのひずみが平滑化される。すなわち大変形領域ではアンボンド効果が期待できる芯材 (以下、付着剥離芯材と称する) としての適用が可能であると考えられる。

ここでは、まず、UBRC 橋脚構造における二次剛性の発現メカニズムを明らかにし、芯材に要求される性能について整理する。次に、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構

造の考え方をまとめ、芯材の付着特性が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響を把握するために正負交番載荷実験による検討を行う。また、芯材の付着特性を考慮した正負交番載荷解析により実験の再現を行い、芯材の付着特性が橋脚の構造特性に及ぼす影響のメカニズムについて検討する共に、芯材の付着特性に関するパラメトリック解析による検討を行う。

## 2.2 UBRC 橋脚構造について

### 2.2.1 二次剛性の発生メカニズムと UBRC 橋脚構造の特徴

UBRC 橋脚構造<sup>2),3)</sup>の概念は、RC 構造の塑性ヒンジ部分に弾性部材を配置し、 $P-\Delta$  関係に安定した正の二次剛性を付与することで、地震時における応答を安定化させることにある。そのため UBRC 橋脚では、その断面内に高強度のアンボンド芯材を配置し、橋脚の上部、下部あるいは中部において定着している（図 2.1）。

UBRC 橋脚構造の二次剛性の発現メカニズムは次の通りである。UBRC 橋脚が変形すると、橋脚基部が塑性化するとともにその部分に配置されている芯材が伸ばされ復元力が発生する。その復元力は、芯材定着点において橋脚に付加圧縮力として作用することになり、また、芯材を断面中心から偏心した位置に配置した場合には、その圧縮力の作用点は断面中心から偏心する。つまり、アンボンド芯材の配置効果は塑性ヒンジ部分に作用する圧縮力と、偏心量と圧縮力を乗じた橋脚の変形に抵抗するモーメントに置き換えることができる（図 2.2）。曲げと圧縮力が作用するコンクリート部材では、断面に作用する圧縮力が大きくなるに従って、破壊形態が鉄筋降伏先行型から、鉄筋の降伏とコンクリートの圧壊が同時に発生する釣り合い破壊を経て、コンクリート圧壊型に変化する。それと共に曲げ耐力も変化し、破壊形態が釣り合い破壊となる大きさの圧縮力の時に最大となる。つまり、PC 部材におけるプレストレス量と部材耐力の関係にも示されているように、RC 橋脚では塑性ヒンジ部分に作用する圧縮力が大きくなると橋脚耐力が大きくなる。また、塑性ヒンジ区間に作用する抵抗モーメントの増加も橋脚の耐力増加に繋がる。UBRC 橋脚構造では、塑性ヒンジ部分に作用するこれらの力は芯材の復元力に起因しているため、その大きさは橋脚の変形に依存している。すなわち、芯材による漸増圧縮力と漸増抵抗モーメントにより、UBRC 橋脚構造の変形に伴った耐力の増加が実現され、結果として正の二次剛性が付与される（図 2.3）。

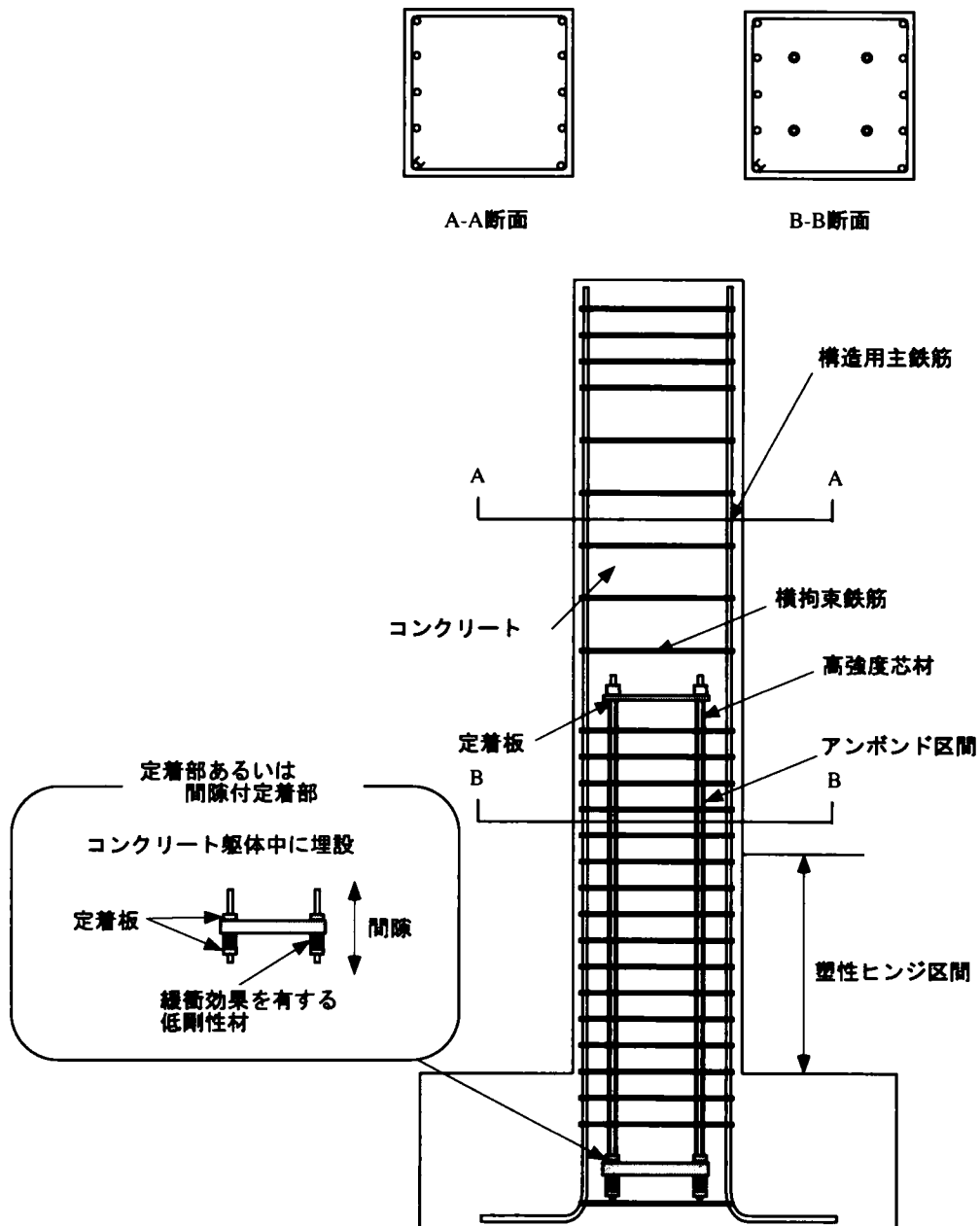


図 2.1: UBRC 橋脚構造の概念図

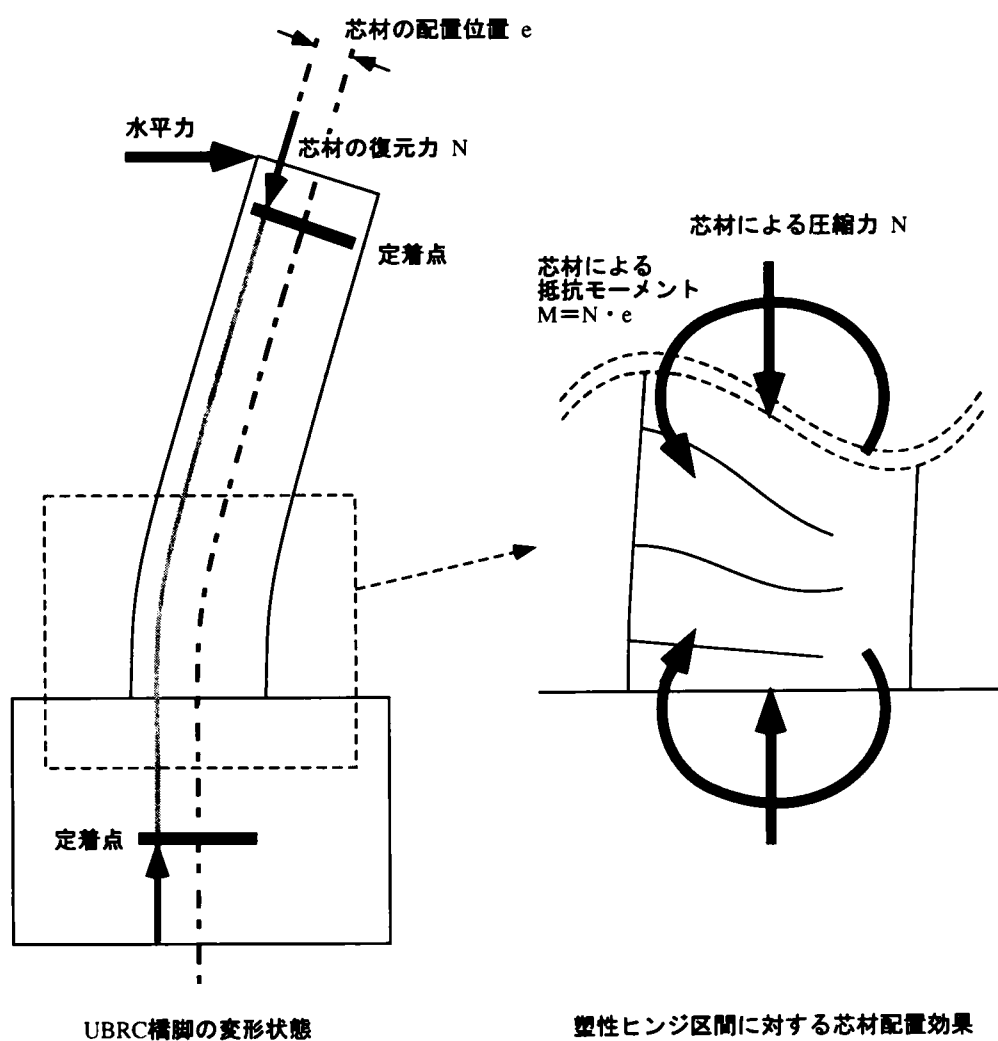


図 2.2: 芯材から塑性ヒンジ区間に作用する力

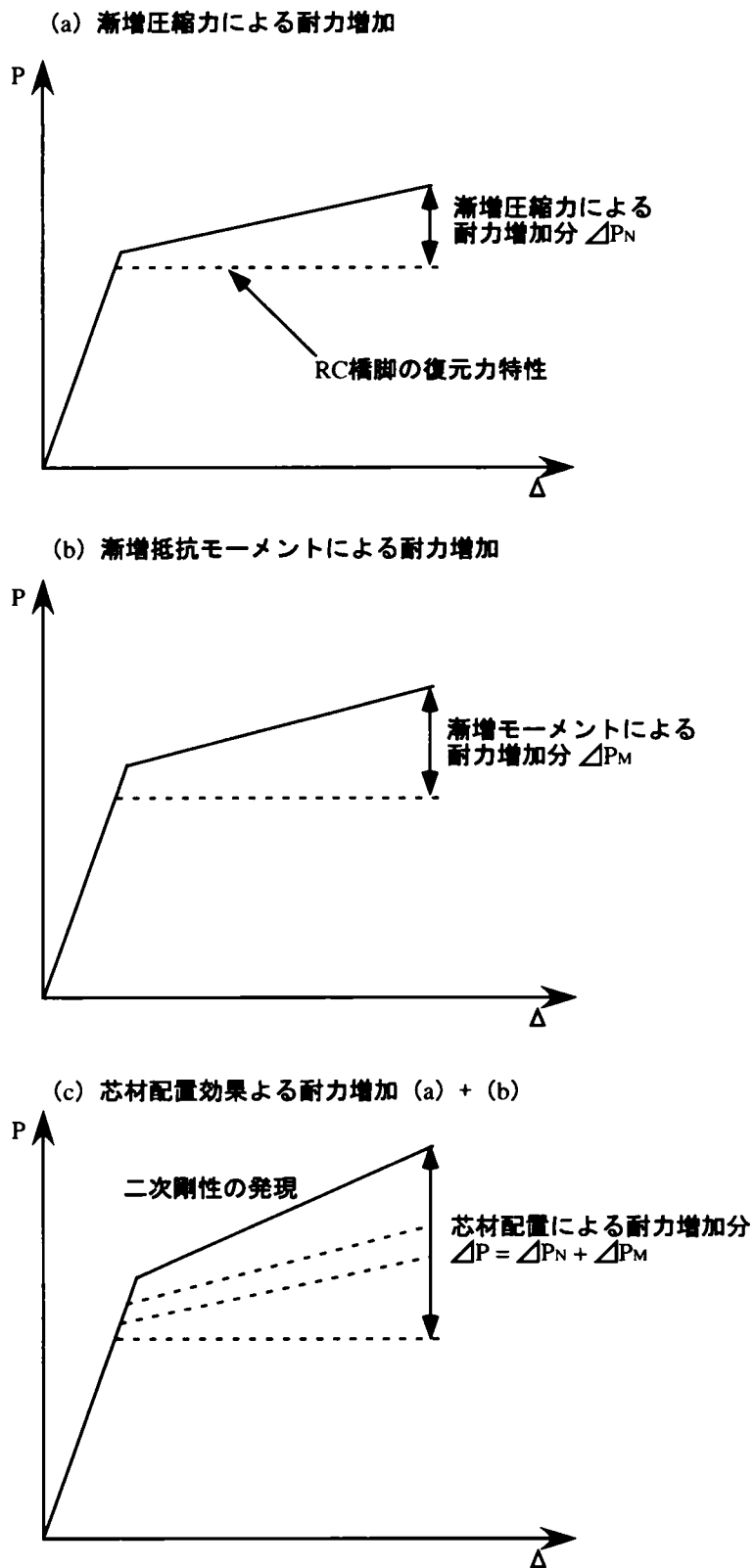


図 2.3: 漸増圧縮力とモーメントによる二次剛性の発現



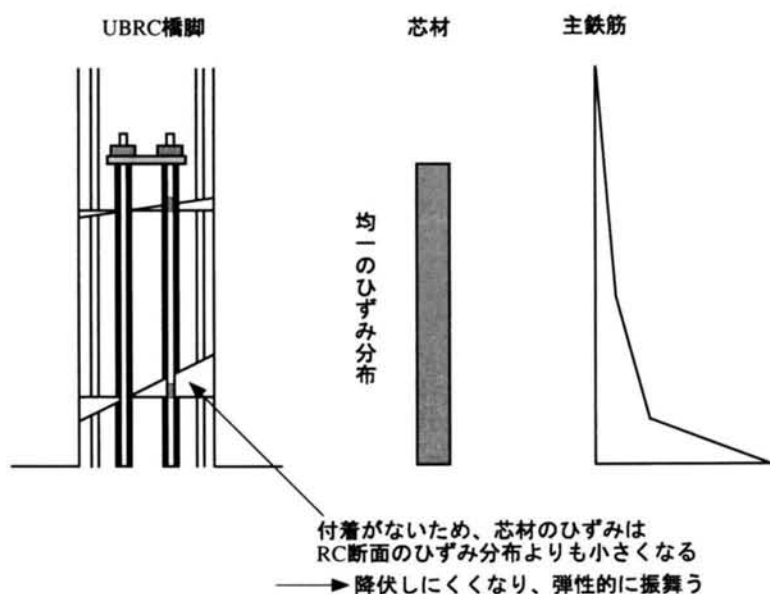


図 2.4: 芯材におけるアンボンド効果

表 2.1: 芯材パラメータと効果

	二次剛性	終局変位	芯材ひずみ
面積比を増加	増加	減少	減少
外側に配置		一定	増加
長さを短く		減少	
間隙量増加	一定	増加	減少

したがって、橋脚に大変形が生じた時においても、正の二次剛性を安定して発現させるためには、橋脚基部に作用する圧縮力、抵抗モーメントの安定した増加が不可欠であり、それらを発生させる芯材が大変形時においても弾性挙動を示さなければならない。そのため、UBRC 橋脚構造に配置される芯材は構造用主鉄筋の降伏強度より高いものを用いているとともに、芯材とコンクリートとの付着を切り（アンボンド処理）、橋脚基部における芯材のひずみを橋脚上部に伝達、平滑化し芯材の降伏を防ぐような構造を採用している（図 2.4）。

UBRC 橋脚構造の特性は、芯材の導入法により変化させることができる。特に、構造用主鉄筋に対する芯材の断面積比、断面内の配置位置、長さ、及び下部定着部の空隙を芯材パラメータとするとこれらが UBRC 橋脚構造に及ぼす定性的な効果は表 2.1<sup>2),4)</sup> のようになる。

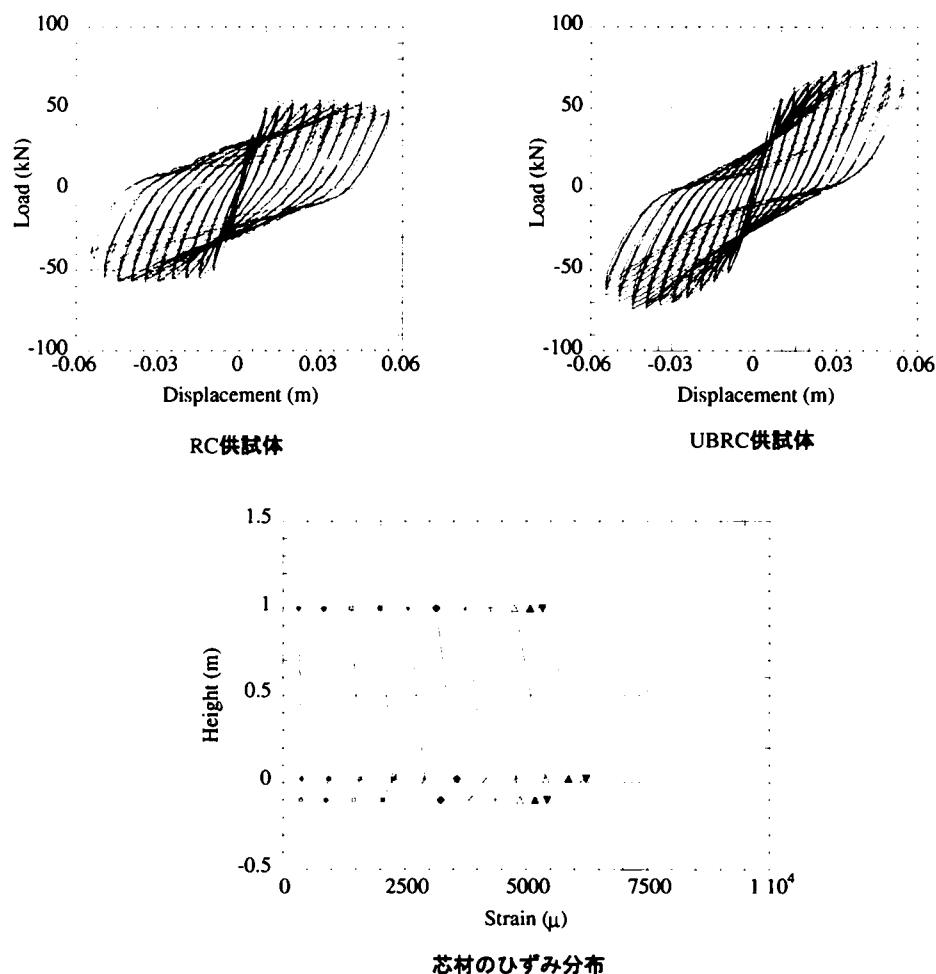


図 2.5: UBRC 橋脚の構造特性

### 2.2.2 UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性と地震時性能

UBRC 橋脚構造の最大の特徴は、前述したメカニズムにより  $P-\Delta$  関係に安定した二次剛性を有することである。図 2.5 に通常の RC 橋脚とアンボンド芯材を配置した UBRC 橋脚を想定した供試体に対する正負交番载荷実験結果<sup>5),6)</sup>を示す。図より、RC 橋脚では、軸方向鉄筋の降伏と同時に耐力の増加が無くなる、つまり、二次剛性が存在せず、その履歴曲線の形状も紡錘型であるのに対し、UBRC 橋脚では、安定した正の二次剛性が発現し履歴形状にも線型性が現れている。また、UBRC 橋脚の芯材ひずみの分布では、芯材に対するアンボンド処理によりそのひずみが橋脚高さ方向に平滑化され、大変形領域における芯材の弾性挙動が実現できていることが分かる。

次に、図 2.6 に RC 橋脚と UBRC 橋脚の地震時における挙動を示すハイブリッド地震応答実験結果（神戸海洋気象台記録 NS 成分入力）<sup>5),6)</sup>を示す。UBRC 橋脚の履歴曲

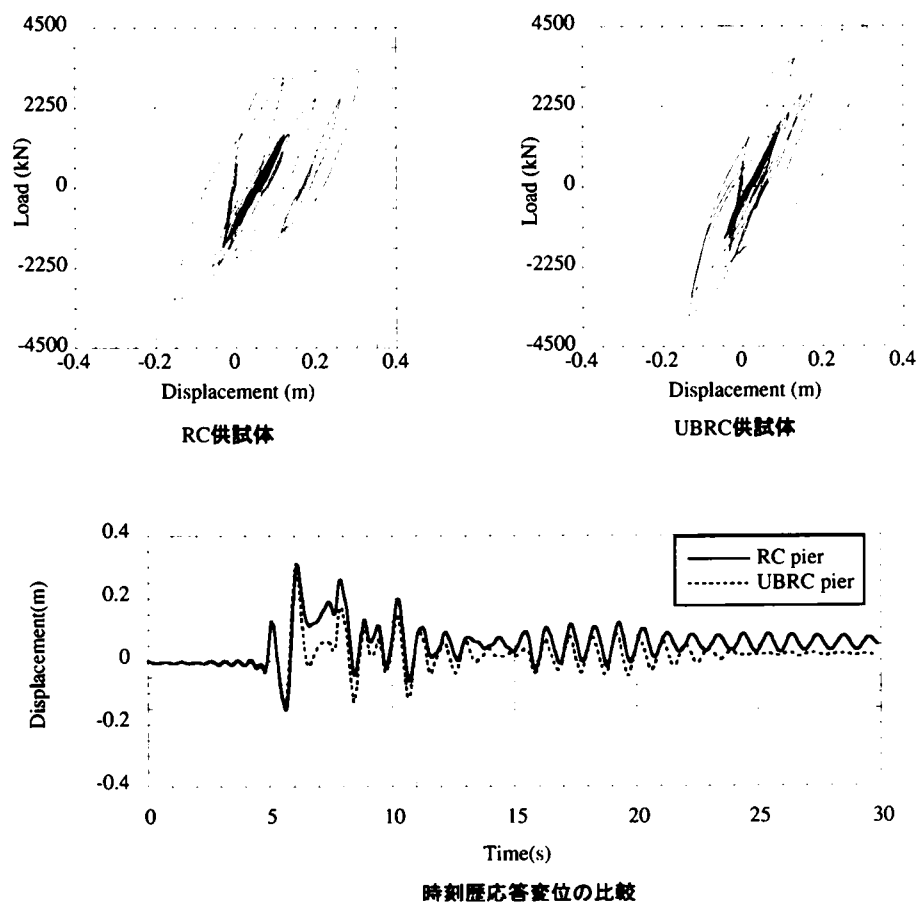


図 2.6: UBRC 橋脚の地震時性能

線では、正負交番載荷実験で見られたような二次剛性が現れ、RC 橋脚の応答性状に比べ最大応答変位経験後の応答が原点付近で安定していることが分かる。また、時刻歴応答変位の比較では、UBRC 橋脚の残留変位が、RC 橋脚に比べ小さいことが分かる。これは、地震時に橋脚の塑性ヒンジ区間で芯材が弾性挙動を示し、二次剛性を発現することが、橋脚の地震時挙動の安定化、残留変形の低減に有利であることを示している。二次剛性の発現が、残留変位の低減に有効であることは、既往の研究<sup>7),8),9)</sup>や道路橋示方書<sup>1)</sup>で用いられている残留変位推定式でも示されている。

## 2.3 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造について

前述した UBRC 橋脚構造では、大変形領域における芯材の弾性挙動を期待するために、芯材には、コンクリートとの付着が切れるようにアンボンド処理を施すことが前提となっている。しかし、芯材に施すアンボンド処理は、UBRC 橋脚の建設コストの

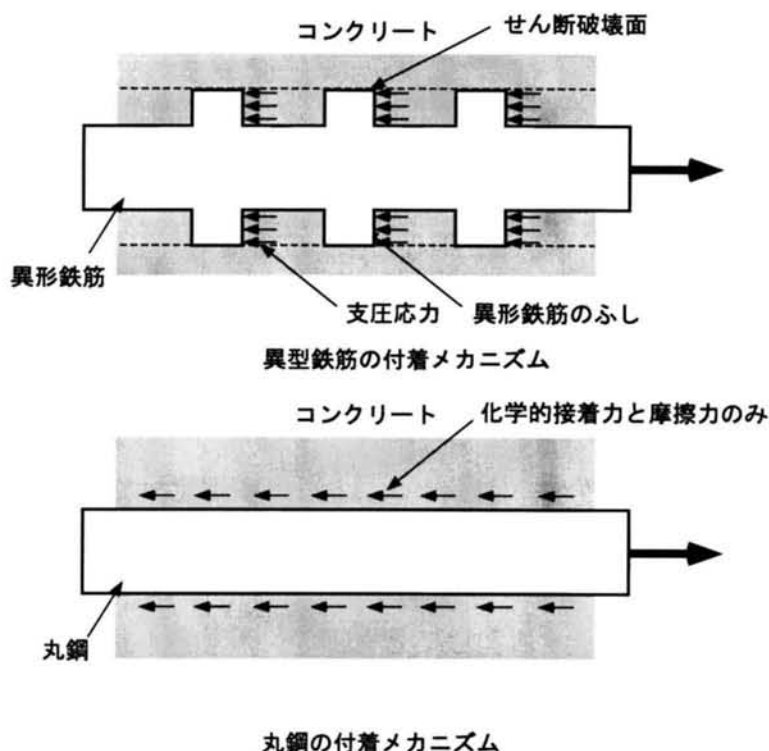


図 2.7: 異型鉄筋と丸鋼の付着メカニズム

増加に直接、繋がる。また、シース管などを用いて芯材を被覆するようなアンボンド処理を行った場合、芯材とコンクリートとの間に空隙が生じることにより、芯材の腐食が問題となることが考えられる。通常の RC 部材では、コンクリートが高アルカリ性であるため、鉄筋の表面に  $Fe_2O_3$  の不動態皮膜が形成されその腐食の進行が防がれている。以上より、経済性、耐久性を考えた場合、芯材にはアンボンド処理を施さない方が好ましい。つまり、常時には、芯材はコンクリートに付着し、橋脚の軸方向鉄筋が降伏するような大規模な地震下において、芯材とコンクリートの付着が切れアンボンド状態となり弾性挙動を示すことを保証することができれば、アンボンド処理を行う場合に比べ経済性、施工性、耐久性に優れた UBRC 橋脚構造を実現することができる。

通常の RC 橋脚で用いられている異型鉄筋では、付着作用のほとんどは節とコンクリートの機械的なかみ合いによって起こる。図 2.7 は異型鉄筋の節のかみ合い作用を示したもので、付着抵抗は節の側面でコンクリートを局所圧縮する反力として与えられる。付着が破壊されるのは、この節側面の支圧によってコンクリートが局所圧縮破壊するか、図 2.7 に示すように節の頂部を連ねる面で、節の間にくい込んだコンクリート部分がせん断破壊するかによる。このようなメカニズムにより異型鉄筋では、大きな付着強度が実現されるが、表面が滑らかである丸鋼では、節とコンクリートのかみ

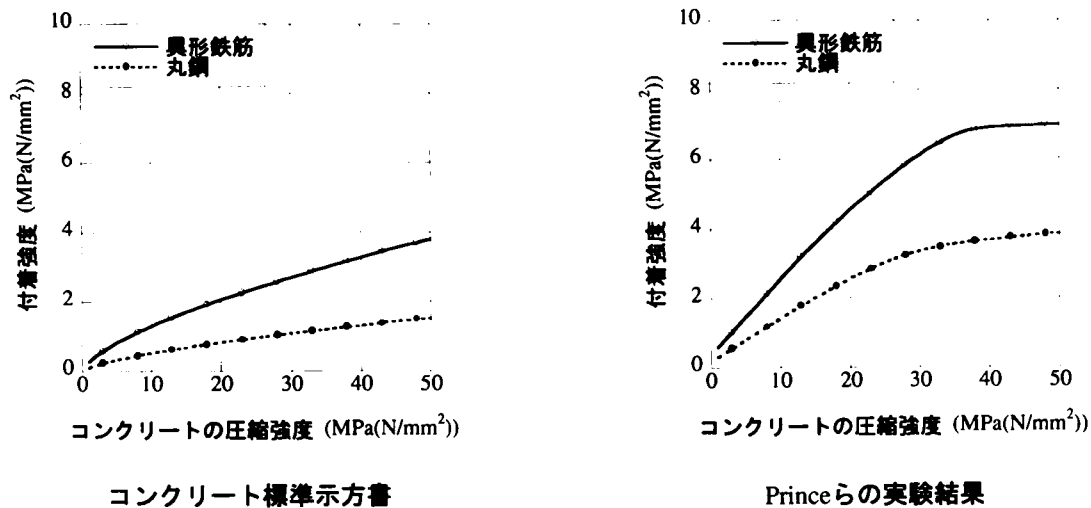


図 2.8: 異型鉄筋と丸鋼の付着強度

合いによる付着強度が期待できず、コンクリートとの化学的な接着力と摩擦力のみにより付着力が生じる。そのため、異型鉄筋に比べ付着強度が著しく小さくなり、コンクリート標準示方書<sup>10)</sup> (式 (2.1)) や Prince ら<sup>11)</sup> が行った実験 (図 2.8) では、丸鋼の付着強度はコンクリートの圧縮強度などの条件が同じ場合、異型鉄筋の約半分程度であることが報告されている。つまり、表面が滑らかである丸鋼であれば、アンボンド処理を省略しても、橋脚の変形に伴って付着が切れる芯材、すなわち付着剥離芯材として機能し、前述したような特性を有する UBRC 橋脚を実現することができる。

JIS G 3112 の規定を満足する異型鉄筋について

$$f_{bok} = 0.28 f_{ck}^{2/3} \quad (2.1)$$

$$\text{ただし, } f_{bok} \leq 4.2 \text{ N/mm}^2$$

普通丸鋼の場合は、異型鉄筋の場合の 40% とする。

ここで、 $f_{bok}$ 、 $f_{ck}$  はそれぞれ、異型鉄筋の付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )、コンクリートの設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) である。

## 2.4 正負交番載荷実験

### 2.4.1 実験用供試体

本研究では、アンボンド処理を施さない芯材を配置した UBRC 橋脚構造の基本的な特性を把握するために正負交番載荷実験による検討を行った。本研究で作成した実験

表 2.2: 鋼材の材料特性

		降伏強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)
軸方向鉄筋	SD295 D10	312	451
横拘束鉄筋	SD345 D4	363	511
PC 鋼棒	SBPR $\phi$ 9.2	1185	1331

表 2.3: コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
36.0	2.97	5.12

表 2.4: 供試体のパラメータ

供試体	横拘束鉄筋	軸方向鉄筋	芯材配置 (中心からの位置)	アンボンド処理
RC-1	D4@40 mm	16 - D10	—	—
UBRC-1			4×SBPR $\phi$ 9.2 (110 mm)	アンボンド処理有
UBRC-2				グラウト入りシース管で被覆

用供試体は、道路橋を想定して設計された RC 橋脚<sup>12)</sup>を相似率 7.5 で縮小したものであり、 $320 \times 320$ mm の正方形断面を有し、せん断スパンは 1280mm である。図 2.9 に実験用供試体を示す。コンクリートは呼び強度 24MPa の早強コンクリートであり、軸方向鉄筋には SD295D10、せん断補強筋には SD345D4 を用いた (表 2.2, 表 2.3)。

RC-1 供試体は RC 橋脚を想定した RC 供試体である。これに対し、UBRC-1, 2 供試体は芯材として  $\phi$ 9.2 C 種 PC 鋼棒 (SBPR $\phi$ 9.2) を配置した UBRC 供試体である。ただし、UBRC-1 供試体に配置する芯材には、全区間アンボンド処理を行い、コンクリートとの付着を切っているのに対し、UBRC-2 供試体にはアンボンド処理を施さず防食性を高めた芯材としてシース管にグラウトを充填し、その中に PC 鋼棒を挿入したものを配置している (表 2.4)。また、UBRC 供試体に配置している芯材には、芯材のひずみ分布、及びその大きさを把握するために、上下定着点付近にひずみゲージを設置している。

## 2.4.2 実験システムと載荷方法

載荷実験は、2 台のデジタル制御されたアクチュエーターを用いて行った (図 2.10, 写真 2.1)。アクチュエーターは、東京衡機-Schenck 製であり、水平方向の載荷能力は動的に  $\pm 343$ kN、静的に  $\pm 392$ kN、可動変位は  $\pm 125$ mm である。また鉛直方向の載荷能力は動的に  $\pm 343$ kN、静的に  $\pm 392$ kN、可動変位は  $\pm 50$ mm である。制御装置とコンピュー

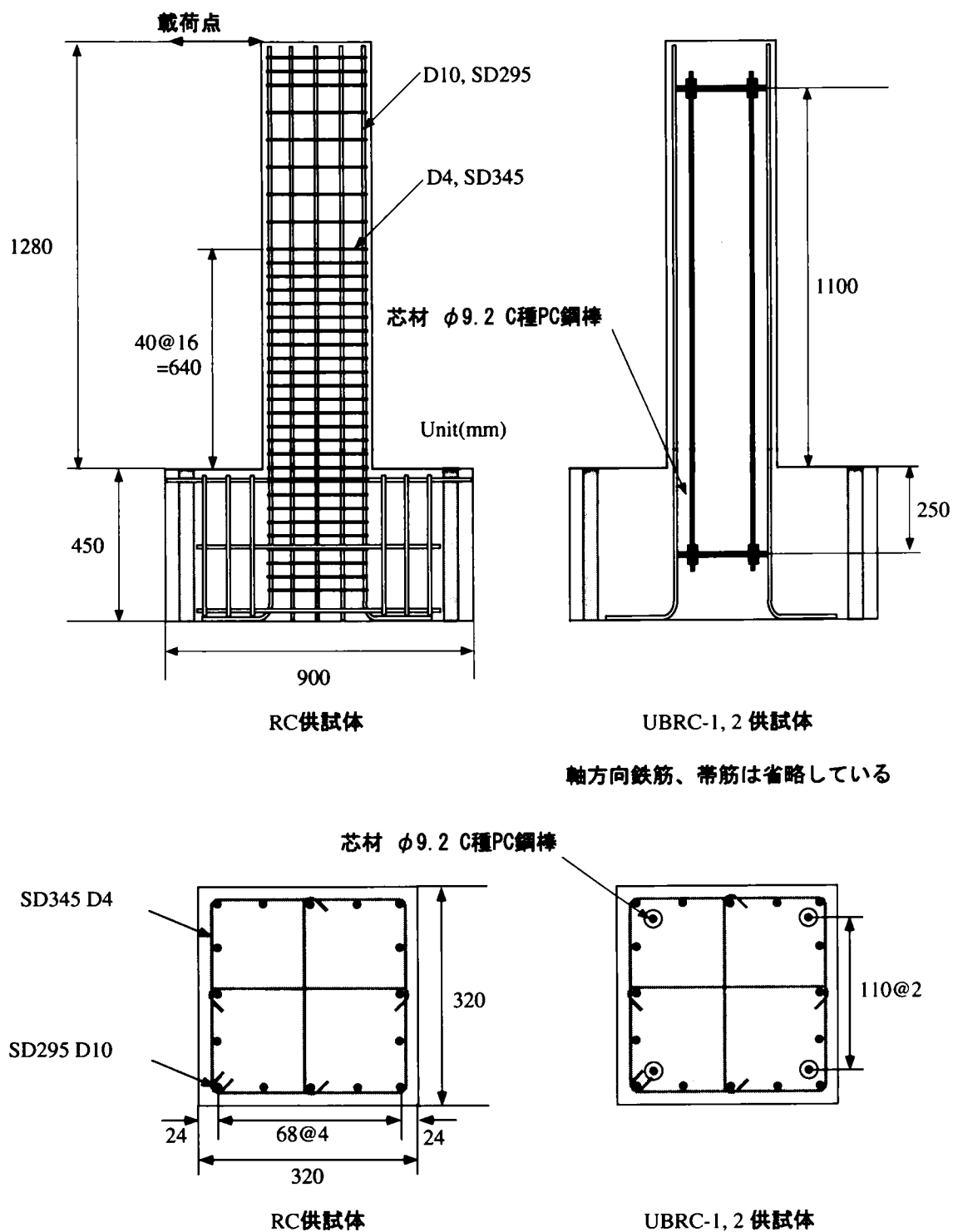


図 2.9: 実験用供試体

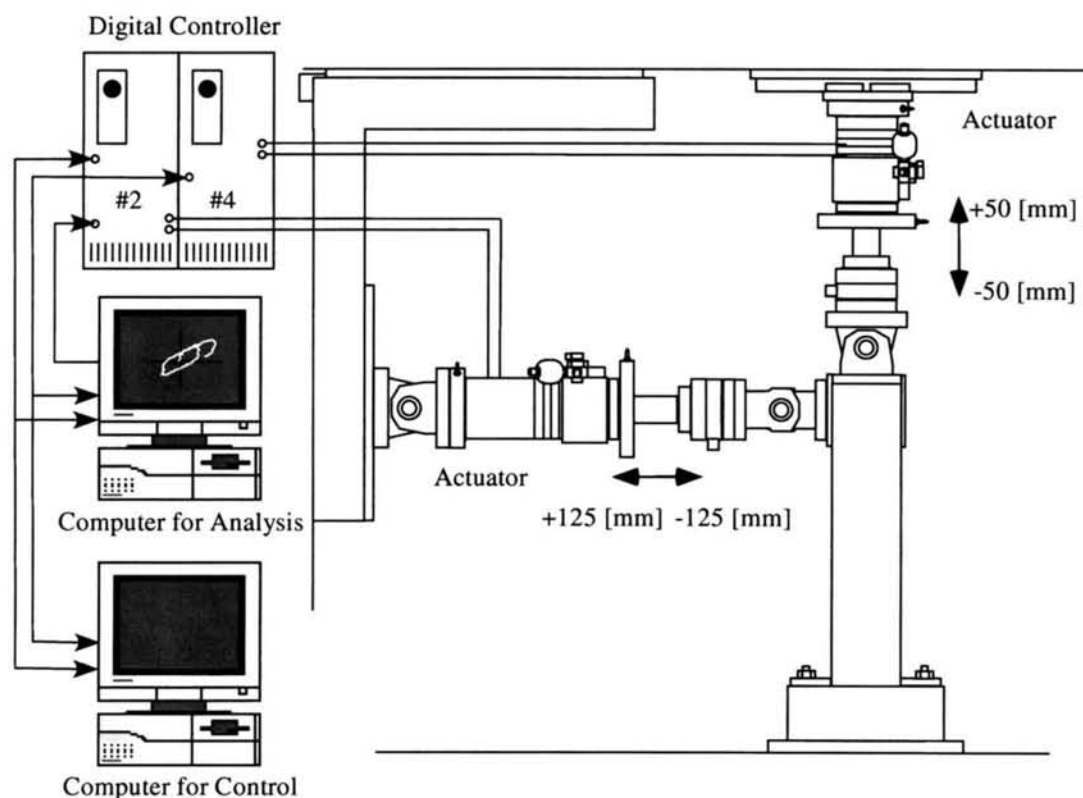


図 2.10: 実験システム

ターCPUは、GP-IB、D/A変換器、A/D変換器を介して接続されている。なお、D/A変換器、A/D変換器はそれぞれCONTEC社製12bit DA12-4c(98), AD12-16RT(98)を用いた。

制御方式としては、水平方向に変位制御、鉛直方向に荷重制御方式を採用した。水平方向载荷波形はNEC社製のコンピュータPC-9821Xsにより作成し、この信号をD/A変換して島津製作所製SERVOPULSER DIGITAL CONTROLLER 48000に外部信号として入力している。その際、COMPAQ社製コンピュータDeskpro上の島津製作所製WINSERVOにより、外部信号と一致するようアクチュエーターを制御する。鉛直方向にはWINSERVO上で制御信号を作成し、コントローラーを通してアクチュエーターを制御している。

供試体の変位と復元力は、アクチュエーターに内装されている変位計、荷重変換器(ロードセル)によって検出し、A/D変換器を通してPC-9821Xsに取り込む。また、供試体に取り付けた変位計の値、及び軸方向鉄筋や帯鉄筋に取り付けたひずみゲージの値を载荷ステップごとに東京測器社製デジタルひずみ計THS-1100により計測し、GP-IBを通してPC-9821Xsに取り込んでいる。このデジタルひずみ計THS-1100は1000点/secのスキャン速度を有す高速データロガーであり、スイッチボックスを3台用い



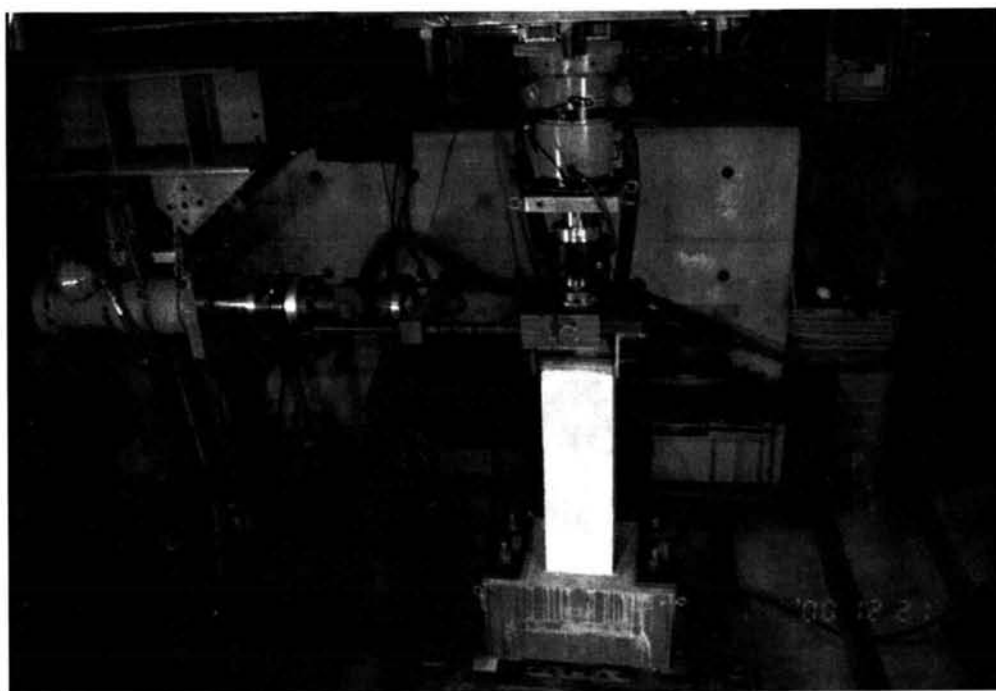


写真 2.1: 実験システム

て測定している。計測データはコンピュータ内のハードディスクに記録し、CRT グラフィック画面上に表示する。本実験システムは実験結果のリアルタイム処理を行っているので、実験中の供試体の状態を常に把握することができる（写真 2.2）。

載荷方式は軸力 88.2kN（面圧 0.86MPa）で一定として、載荷点変位 5mm を単位  $\mu$  とし、その整数倍（ $\mu = \pm 1, \pm 2, \text{etc}$ ）の変位振幅でそれぞれ 3 回繰り返す振幅漸増型載荷とした。

### 2.4.3 実験結果

#### P- $\Delta$ 履歴曲線

図 2.11 に各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線、及びその骨格曲線について各供試体の比較を示す。まず、P- $\Delta$  履歴曲線を見てみると、RC 供試体では、ほとんど二次剛性が存在せず、RC 橋脚特有の紡錘性の卓越した復元力特性を示していることが確認できる。これに対し、芯材を配置している UBRC-1, 2 供試体の骨格曲線では、降伏後の剛性である二次剛性の発現が確認でき、履歴形状も全体的に線型性を帯びたものとなっている。

ただ、UBRC-1 供試体の骨格曲線では、最大耐力経験時まで安定した二次剛性が見られるのに対し、UBRC-2 供試体の骨格曲線では、異なる傾向が現れている。UBRC-2 供試体では、載荷点変位が 0.02m になるまでは、耐力が増加しているが、変位が 0.02m

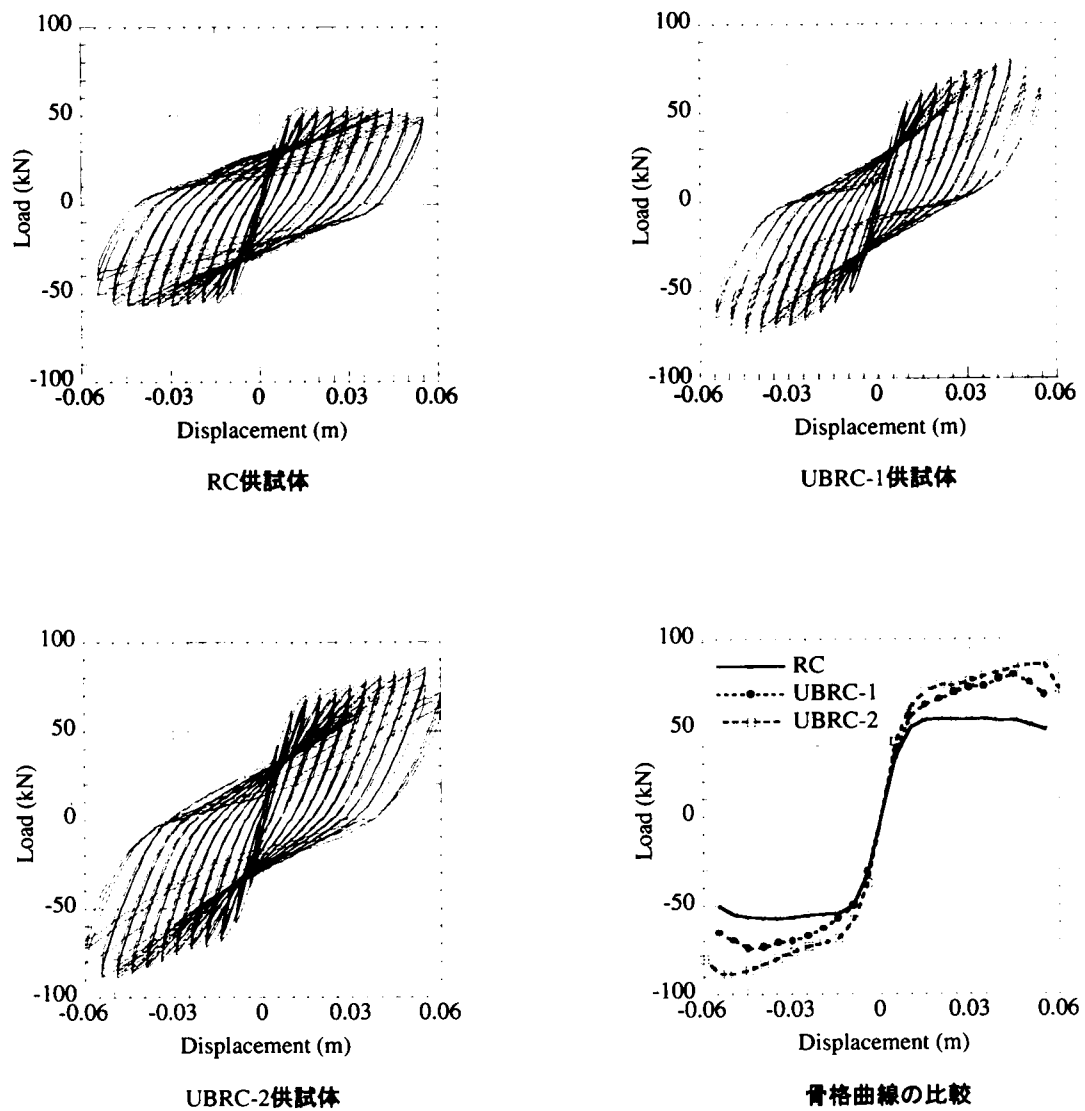


写真 2.2: 制御システム

から 0.025m の間では一時的に耐力の増加が鈍化している。しかし、その後、橋脚の変形に伴い再び、耐力の増加が始まっており、その剛性の大きさは UBRC-1 供試体の二次剛性のそれとほぼ同じである。また、UBRC-2 供試体の降伏耐力は、今回実験を行った供試体の中で最も高いものとなっている。

### 芯材ひずみ

図 2.12 に载荷点変位が 0.005m から 0.050m 時における UBRC-1, UBRC-2 供試体の芯材ひずみ分布を示す。この図では、実験時に芯材に設置したひずみゲージにより得られた芯材ひずみをゲージの設置位置ごとに示してある。まず、UBRC-1 供試体では、アンボンド処理を芯材に施しているために、芯材ひずみが橋脚高さ方向に平滑化され、その分布はほぼ一定であることが分かる。これに対し、UBRC-2 供試体のそれは、载荷点変位が 0.015m～0.02m になるまでは、下部のひずみのみが増加し、その分布形状は三角形となっている。しかし、変位が 0.03m の時のひずみ分布では、橋脚の上部におけるひずみが増加しており、その後は変位が 0.03m の時の分布形状を保ちながら、ひずみの値が増加している（図 2.13）。このひずみ分布形状の変化は、UBRC-2 供試体に配置した芯材とシース管内に充填したグラウトとの付着が切れたことを示している。すなわち、载荷点変位が 0.015m～0.02m より小さいときは、芯材とグラウトが付着しているために、そのひずみが橋脚高さ方向に伝達されず、塑性ヒンジ部分のひずみのみが増加しているのに対し、载荷点変位が 0.02m～0.03m の間において、芯材

図 2.11: P- $\Delta$  履歴曲線

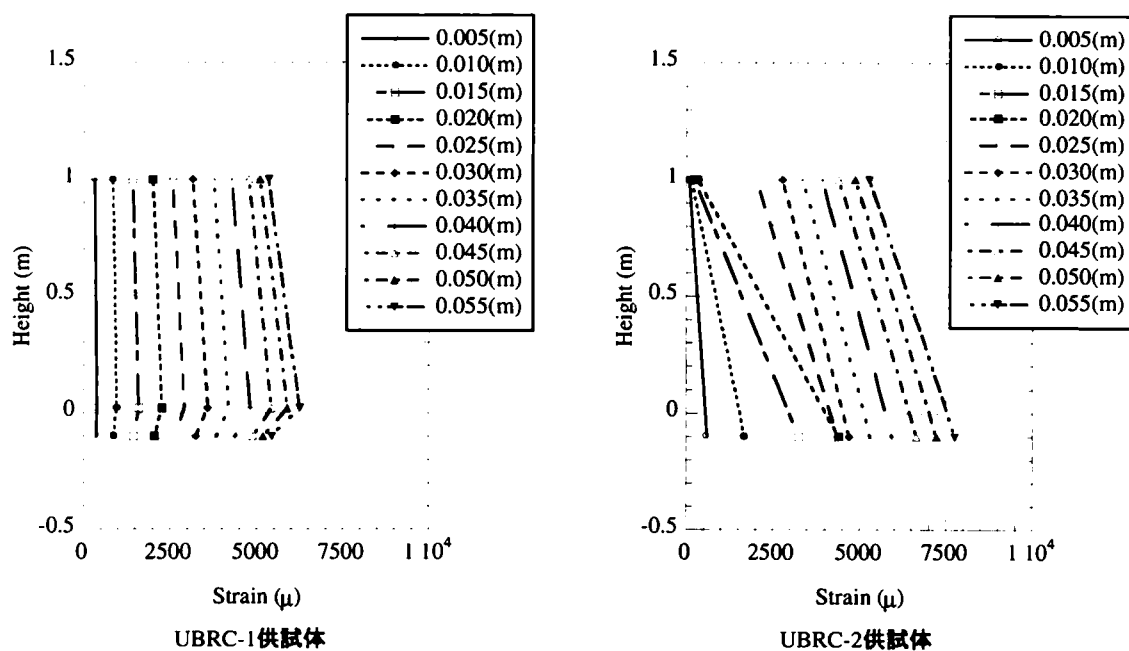


図 2.12: 芯材ひずみ分布の変化

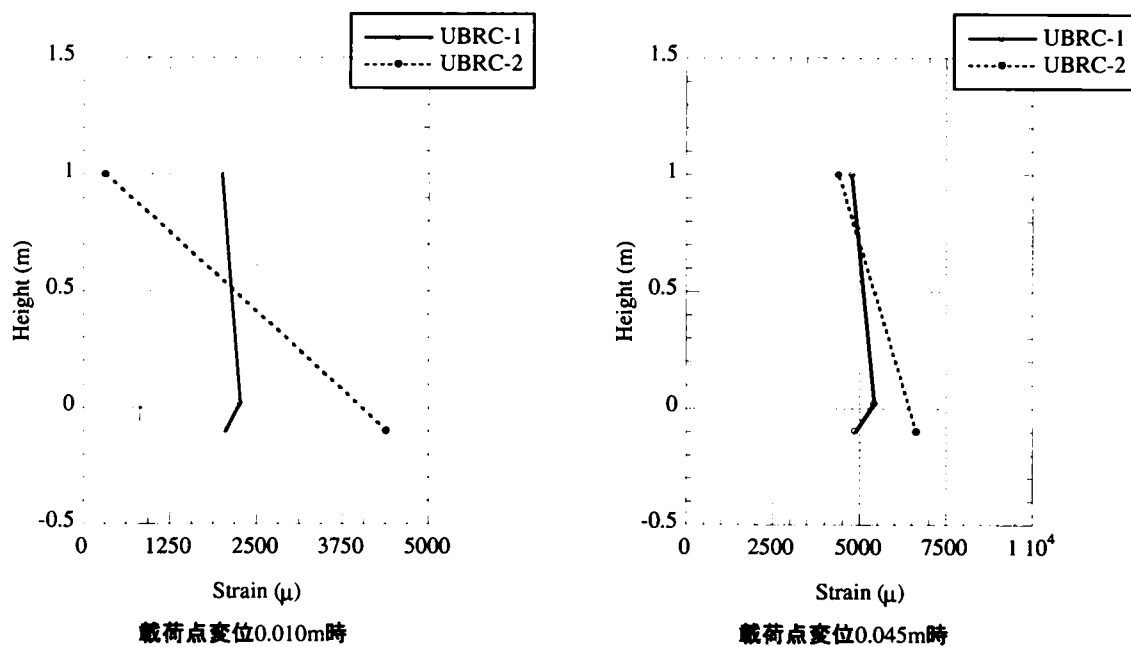


図 2.13: 芯材ひずみ分布の比較

の付着が切れたことにより、そのひずみが橋脚上部にも伝達し、その分布形状が変化したものと考えられる。また、芯材の付着が切れた時点では、そのひずみの値は芯材の降伏ひずみ ( $5100\mu$ ) よりも小さく、芯材が降伏する前にその付着が切れていることが分かる。ただ、芯材の付着が切れる時、すなわち、載荷点変位が  $0.02\text{m} \sim 0.03\text{m}$  の時における UBRC-2 供試体の骨格曲線を見てみると、耐力の増加が一時的に鈍化している点と一致しており、芯材の付着特性が UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性に影響を与えていることが考えられる。

## 2.5 付着剥離過程を考慮した正負交番載荷解析

### 2.5.1 解析手法と解析モデル

本研究では、芯材の付着剥離過程を考慮した UBRC 橋脚構造の解析手法としてファイバーモデル解析を採用した。しかし、ファイバーモデル解析では、その前提として平面保持の仮定が用いられている。つまり、鉄筋とコンクリートが完全に付着していることが、解析の前提条件となっている。通常の RC 部材の解析では、鉄筋の付着強度が高く、平面保持の仮定を適用することが可能である。一方、UBRC 部材では、芯材とコンクリートの付着が切れている、若しくは剥離するために、平面保持の仮定が成立せず、RC 部材のように解析断面を構成する一要素として芯材をモデル化することができない。そこで、本研究では、RC 橋脚部分を構成する RC ファイバー要素と芯材を構成する芯材ファイバー要素を分割し、それらのノード間を後述する特性を有するジョイントバネ要素によって繋ぐことにより、芯材の付着特性を考慮することとした。図 2.14 にその解析モデルを示す。

### 2.5.2 付着特性のモデル化

図 2.14 に示す解析モデルで用いるジョイントバネ要素は、図 2.15 に示すような非線形特性を有している。この非線形バネ要素では、バネに発生する力が、鋼とコンクリートとの付着強度により決定する最大付着力  $P_b$  に至るまで付着力が大きくなっている。これは、芯材とコンクリートが付着していることを示している。また、芯材とコンクリートの付着が切れた後は、バネに発生している力は  $P_f$  という一定値を示すようになる。これは、芯材の付着が切れた後にその表面に発生している摩擦力を意味している。非線形特性の繰り返しについては、PC 構造の緊張材 (PC 鋼より線やストランド

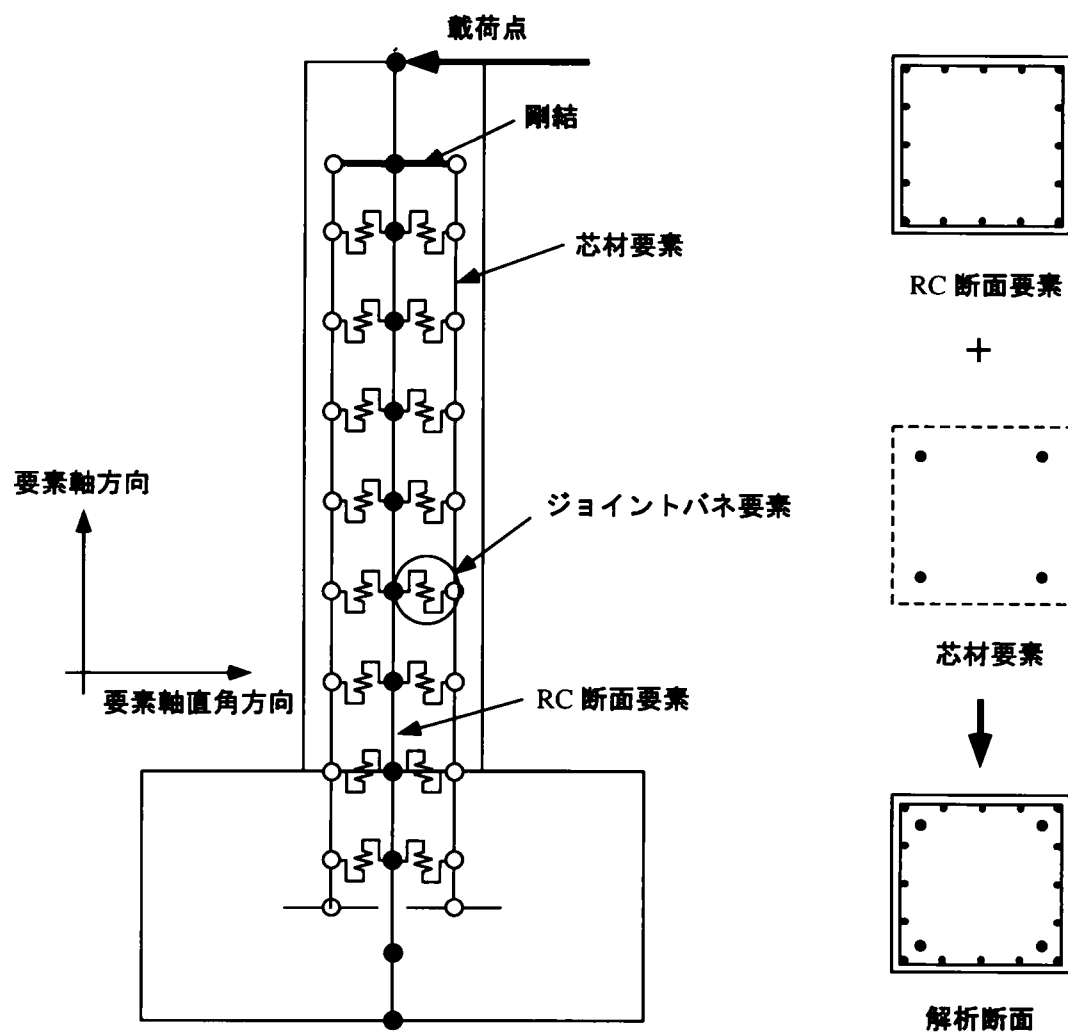


図 2.14: UBRC 部材の解析モデル

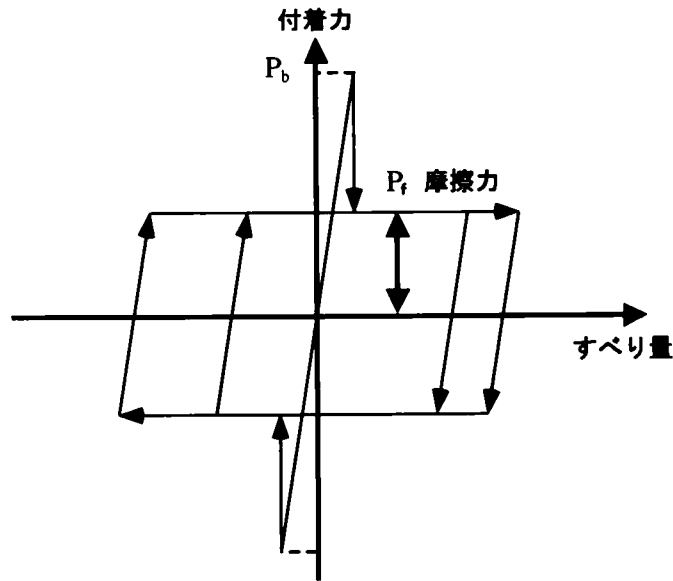


図 2.15: ジョイントバネ要素の特性

など)を対象として、付着応力-すべり関係に関する研究<sup>13),14)</sup>がなされているが、今回の解析では高強度丸鋼を芯材として用いているため、付着が切れた後の付着力-すべり関係は、摩擦力のみが存在する初期剛性の大きな完全弾塑性型モデルとした。すなわち、本解析モデルでは、 $P_b$ や $P_f$ を設定することにより芯材の付着特性を表すことができる。例えば、アンボンド処理を施した芯材が配置されている UBRC 橋脚構造の解析を行う場合、 $P_b$ を0と設定して解析を行うことができ。また、コンクリートなどと芯材が付着している場合は、適切に $P_b$ や $P_f$ を決定することにより、付着剥離過程を考慮した UBRC 橋脚構造の解析を行うことができる。

### 2.5.3 解析概要と芯材の付着特性の算出

本研究では、提案した解析モデルの妥当性を検討するために、前述した正負交番載荷実験の再現解析を行った。

まず、芯材の付着特性に関するパラメータである $P_b$ や $P_f$ は以下に述べるようにして決定した。 $P_b$ の値は、丸鋼と芯材の付着強度 $\sigma_b$ に芯材要素一区間当りの表面積を乗じて算出した(式(2.2))。ただし、芯材のグラウトとの付着強度については、異型鉄筋の付着強度算定式として島ら<sup>15)</sup>によって提案されている式により求めた値に0.4を乗じたもの<sup>10)</sup>として2.8MPaとした(式(2.3))。 $P_f$ については、付着が切れた後に芯材表面に発生している摩擦応力 $\tau_f$ を載荷点変位0.03m時の芯材ひずみ分布と芯材に

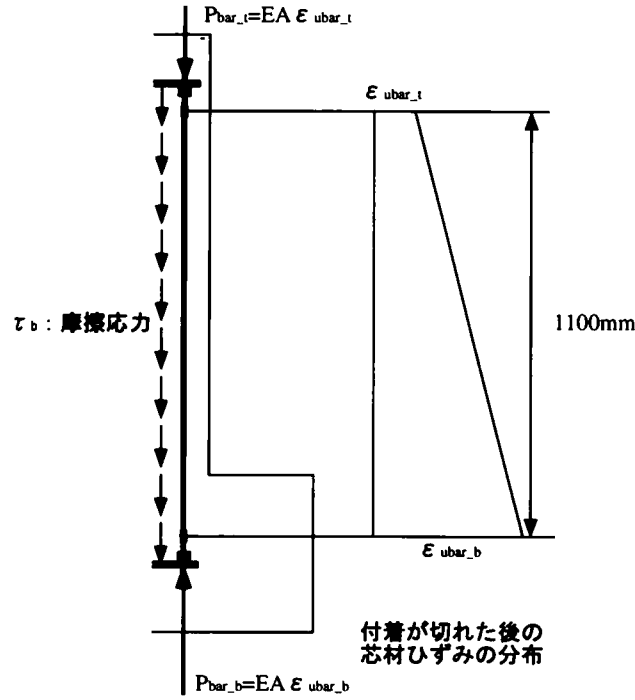


図 2.16: 付着剥離後の摩擦応力の算定

関する力の釣り合いを考慮して算出し（図 2.16, 0.55MPa）、それに芯材要素一区間当りの表面積を乗じて決定した（式 (2.5)）。

$$P_b = \pi \phi L \sigma_b \quad (2.2)$$

$$\sigma_b = 0.4(0.9 * f_c^{2/3}(1 - e^{-40s^{0.6}})) \quad (2.3)$$

ここで、 $f_c$  はコンクリートの圧縮強度（本研究では、グラウトの圧縮強度として 60MPa とした）、 $s$  はすべり量と鉄筋径の比（本研究では、0.001 とした）である。

$$\tau_f = \frac{P_{ubar,b} - P_{ubar,t}}{\pi \phi H} \quad (2.4)$$

$$P_f = \pi \phi L \tau_f \quad (2.5)$$

ここで、 $\phi$ 、 $L$  はそれぞれ、芯材の径（m）、解析モデルの芯材要素一区間当りの長さ（m）である。また、 $H$  は、芯材に設置した上下ひずみゲージ間の距離（m）である。

解析手法は、正負交番載荷解析であり、載荷波形や軸力は実験と同じ条件である。ただ、今回の解析では橋脚基部を固定として解析モデルを構築しているため、実験結果に含まれる基部における主筋のフーチングからの抜け出しは考慮していない。したがって、本研究では、抜け出しによる供試体の回転変位は、実験時に供試体基部に設置した変位計の観測結果より載荷点変位の約 30% であると仮定し、解析結果にはその分の変位を加算している。また、解析に用いたコンクリート、鉄筋、芯材の応力-ひずみ履歴





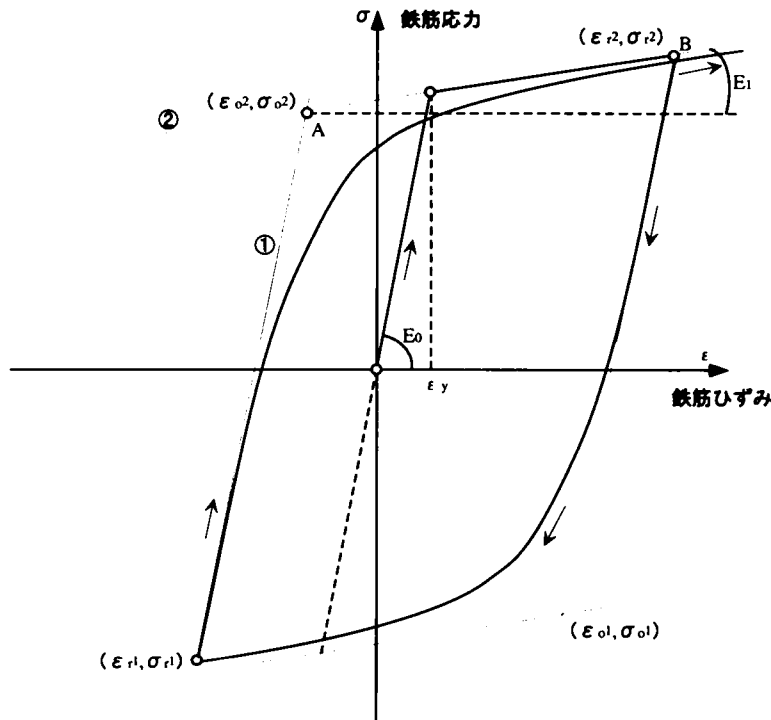
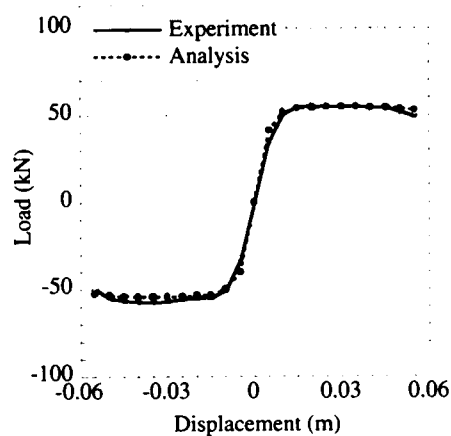
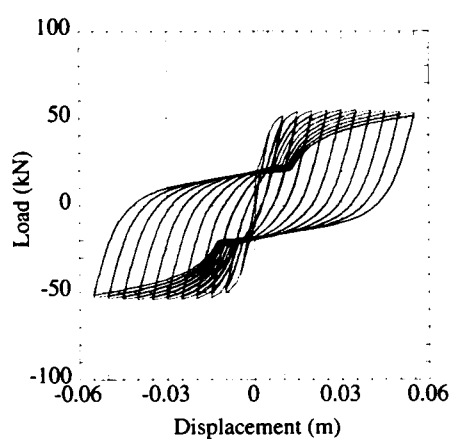


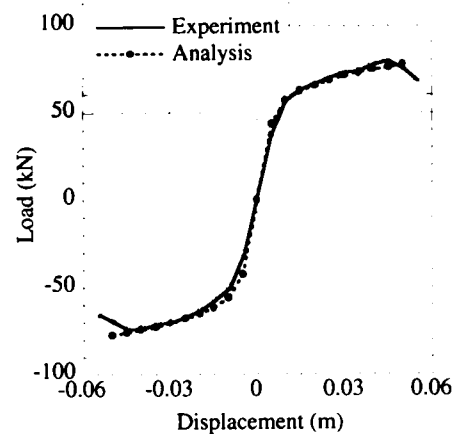
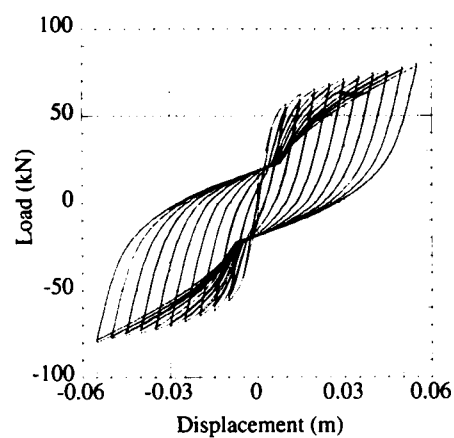
図 2.18: 鉄筋の応力-ひずみ曲線

UBRC-1 供試体の P-Δ 履歴曲線，及び骨格曲線では，UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性などについて，実験結果との良い一致が確認できる．また，UBRC-2 供試体では，载荷点変位 0.02m までの高い耐力，0.02m から 0.025m 間における耐力増加の鈍化，その後の耐力増加，二次剛性といった UBRC-2 供試体の実験結果，構造特性を良く表現できている．ただ，UBRC-2 供試体の骨格曲線及び UBRC-1 供試体でも，若干ではあるが最大耐力について解析結果が実験結果に比べて小さくなる傾向が見られる．これは，フーチング内部から供試体が抜け出すことによる芯材の変形量を解析において考慮していないためであると考えられる．解析における芯材要素は，実験と同様にフーチング内部を下部定着点としている．しかし，解析における芯材の変形量は，橋脚躯体の曲げ変形によるもののみであり，実験で発生したと考えられる抜け出しによる芯材の変形量は考慮していない．そのため，後に示すように芯材ひずみが実験結果よりも小さくなり，最大耐力，二次剛性に若干の相違が現れたものと考えられる．

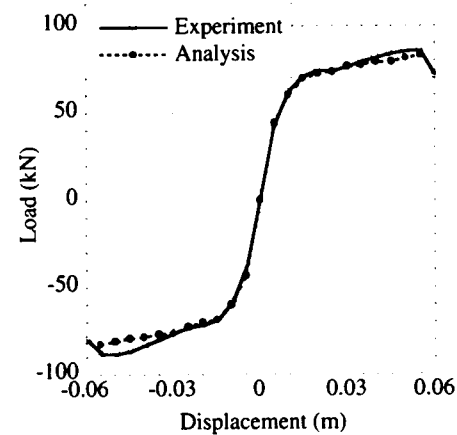
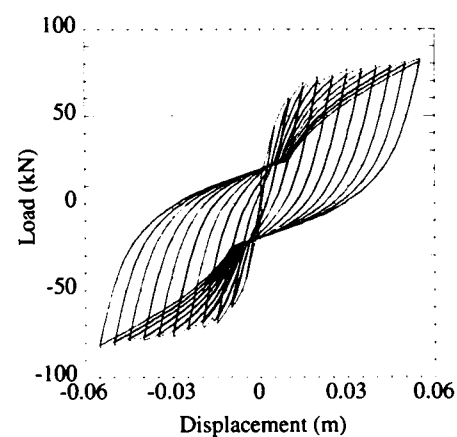
解析結果でも見られた UBRC-2 供試体における载荷点変位 0.02m 時の耐力増加の一時的な鈍化，その後の二次剛性の発現のメカニズムは，後に示すように芯材の付着に起因する．



RC供試体



UBRC-1供試体



UBRC-2供試体

P-Δ履歴曲線

骨格曲線の比較

図 2.19: P-Δ履歴曲線と骨格曲線の比較

### 芯材ひずみ

図 2.20 に UBRC-1, 2 供試体の芯材のひずみについての解析結果を示す。図では、実験結果と同じように、解析結果における各芯材要素のひずみ値を橋脚高さ方向に示している。

まず、UBRC-1 供試体の解析結果では、芯材のひずみ分布が橋脚高さ方向に一定となっている。これは、UBRC-1 供試体の解析において、芯材要素と RC 要素を結ぶバネ要素の  $P_b$  を 0 としているため、芯材要素の軸方向の挙動、変形が RC 要素と独立し、一様の伸びを示しているためである。この結果より、バネ要素における  $P_b$  を 0 とすることが、アンボンド芯材のひずみの平滑化効果を考慮したファイバーモデル解析を行う上で有意であることが分かる。

一方、UBRC-2 供試体の解析結果では、載荷点変位が 0.02m に至るまでは、芯材のひずみ分布形状がほぼ三角形であること、すなわち、橋脚基部の芯材のひずみしか増加していないことが確認できる。しかし、載荷点変位が 0.025m 時では芯材のひずみは、上部のひずみしか増加しておらず、その分布形状は大きく変化している。そして、その後は、ほぼその形状を維持したまま、芯材のひずみが増加している（図 2.21）。また、この区間は UBRC-2 供試体の骨格曲線（解析結果）において耐力の増加が一時的に鈍化している区間と一致している。これは、載荷点変位が 0.02m から 0.025m の間において、バネ要素に発生している力が、 $P_b$  に至り  $P_f$  に変化したためである。つまり、載荷点変位が 0.02m までは、バネ要素により芯材要素の軸方向の変形が RC 要素に拘束、依存していたために、RC 要素と同様に塑性ヒンジ区間の芯材ひずみのみが増加したのに対し、載荷点変位が 0.02m から 0.025m の間に、各バネ要素の力が  $P_b$  から  $P_f$  に減少したために、芯材要素の軸方向の変形が RC 要素から解放され、芯材ひずみが橋脚高さ方向に平滑化されている。このようなバネ要素特性の変化の過程は、芯材の付着が剥離していく過程と対応している。また、解析結果で見られた芯材ひずみ分布の変化、骨格曲線における耐力増加の一時的な現象などは、実験結果でも確認されたことであり、以上より、芯材ひずみ分布の変化が芯材の付着剥離に起因すること、芯材の付着剥離過程を芯材要素と RC 要素を非線形ジョイントバネ要素で繋ぐ解析モデルで考慮できることが明らかとなった。

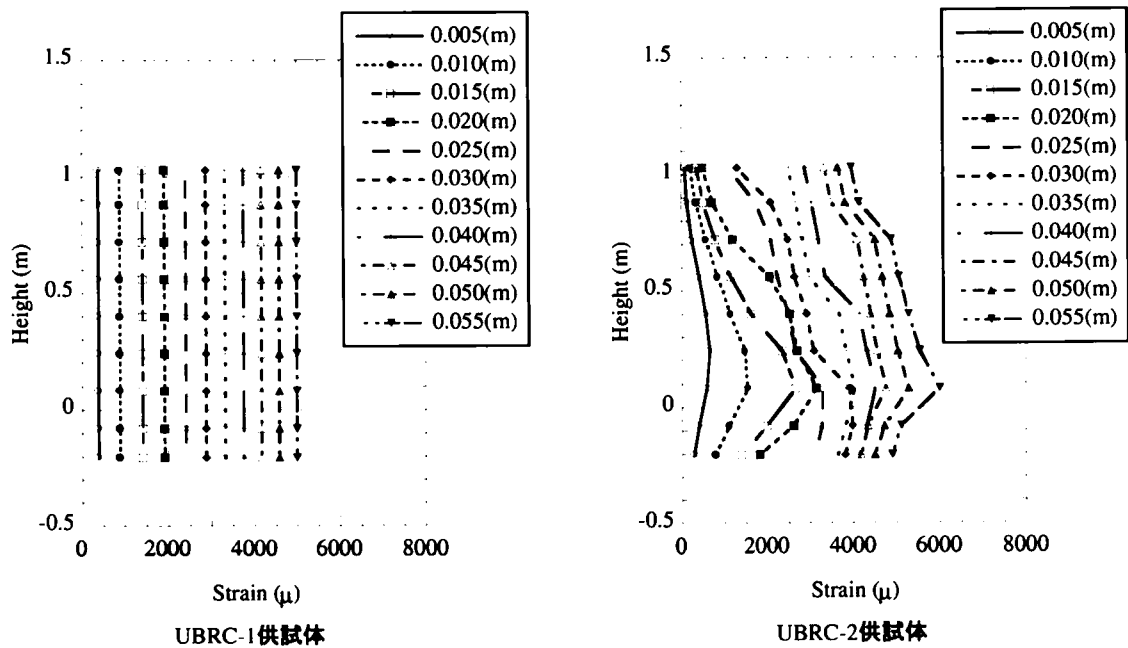


図 2.20: 正負交番载荷解析における芯材ひずみ分布の変化

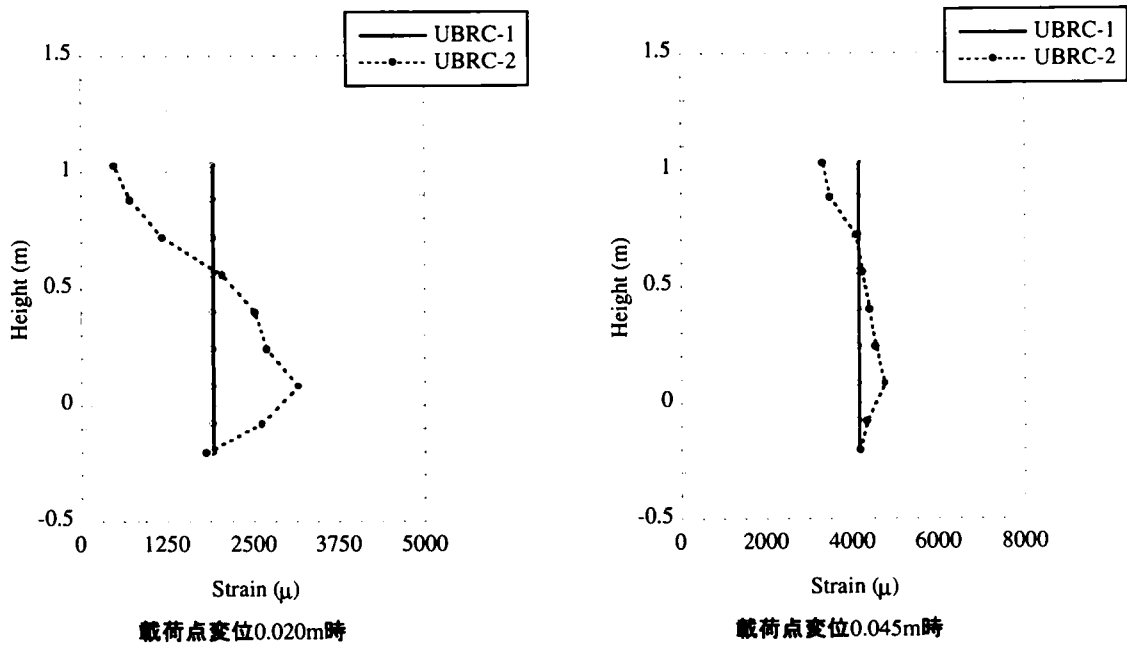


図 2.21: 正負交番载荷解析における芯材ひずみ分布の比較

## 2.6 芯材の付着剥離過程がUBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性に及ぼす影響のメカニズム

実験結果及び解析結果より、芯材の付着剥離過程がUBRC 橋脚の弾塑性復元力特性に及ぼす影響のメカニズムとしては、以下のようなことが考えられる。

まず、UBRC-2 供試体のようにグラウトにより被覆された高強度丸鋼やアンボンド処理を施していない高強度丸鋼を付着剥離芯材として橋脚内に配置した場合、芯材がコンクリートと付着しているような小変形領域では、RC 構造として挙動し塑性ヒンジ区間における芯材ひずみが著しく増加する。そのため、アンボンド処理芯材を用いたUBRC 構造よりも大きな耐力を示す。しかし、橋脚の変形がある程度進んだところで丸鋼の付着強度が小さいために芯材とコンクリートとの付着が切れる。その時、塑性ヒンジ区間に蓄積されていた芯材ひずみが芯材とコンクリートとの付着が切れたことにより、橋脚高さ方向に解放され、平滑化される。そのため、一時的に、芯材の基部に蓄積していたひずみが減り、付着剥離直後では、橋脚耐力の増加が鈍化、若しくは、耐力が一時的に減少する。しかし、その後、橋脚の変形が進むに従って、芯材の変形量、ひずみが増加し芯材配置効果が高まること、かつ、アンボンド効果により芯材が弾性挙動を示すため、再び、橋脚耐力が増加し、二次剛性が発現するようになる。また、その時の二次剛性の大きさはアンボンド処理芯材を用いたUBRC 橋脚のそれの大きさとほぼ同等である。したがって、芯材が降伏しなければ付着剥離芯材を配置してもアンボンド芯材を配置した場合と同様に、芯材の配置条件により二次剛性が決まることになる。

すなわち、付着剥離芯材を配置したUBRC 橋脚は、芯材の付着剥離、橋脚の変形状態によって高い耐力を有するRC 構造から安定した二次剛性を持つUBRC 構造へその構造特性が変化するという特徴を有している（図 2.22）。

## 2.7 芯材の付着特性とUBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性

本研究では、芯材の付着特性を、非線形特性を有するジョイントバネ要素を用いたファイバーモデル解析により表現できること、及びその付着特性がUBRC 橋脚構造の構造特性に影響を与えることを明らかにした。ここでは、前述した解析手法を用いた芯材の付着特性に関するパラメトリック解析、及び載荷実験を行うことにより芯材の

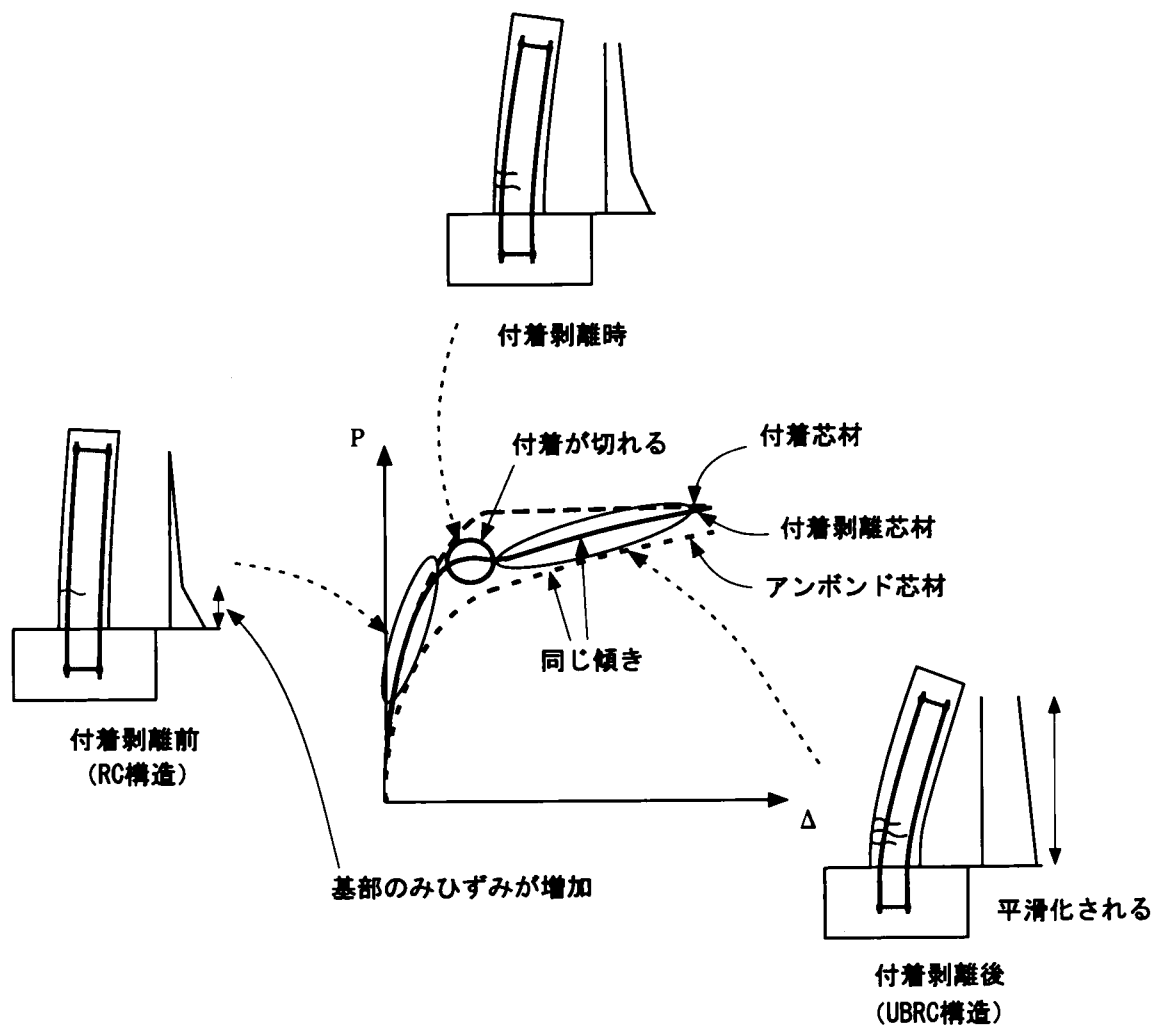


図 2.22: 芯材の付着剥離による橋脚の構造特性の変化

付着特性に影響を与える要因と、付着特性が変化した場合に現われる橋脚の構造特性の変化を明らかにする。なお、パラメトリック解析における解析モデルは、実験用供試体を対象としたもので、前節で用いたものと同様である。また、解析における載荷方法は、片押し載荷とした。さらに、コンクリートの応力-ひずみ関係については、前節では正負交番載荷実験の最大耐力までの再現解析が目的であったため省略したが、ここでは、芯材の付着特性がコンクリートの劣化、橋脚の変形性能も含めた UBRC 橋脚構造の特性に及ぼす影響の傾向を明らかにすることが目的であるため考慮している。

### 2.7.1 芯材の付着特性に関するパラメータ

芯材の付着は、芯材に作用する力がその最大付着力より大きくなったときに剥離する。芯材に作用する力  $P$  は、作用している応力  $\sigma$  に断面積を乗じたものとなる。また、芯材の最大付着力  $P_b$  は、付着強度  $\sigma_b$  に付着区間  $L$  の芯材の表面積を乗じたものとなり、 $P$  が  $P_b$  より大きくなったとき、すなわち、次式の値が 1 を超えたときに付着が切れる。この関係を整理すると芯材の付着剥離判別式は次のようになる。

$$\frac{P}{P_b} = \frac{\sigma r}{8\sigma_b L} \quad \begin{cases} > 1 & (\text{付着が切れる}) \\ \leq 1 & (\text{付着が切れない}) \end{cases} \quad (2.6)$$

この式より、 $\sigma$ 、 $L$  が同一条件である場合、まず、付着強度である  $\sigma_b$  が大きくなるほど付着が切れにくくなることが分かる。丸鋼の付着強度は、前述したようにコンクリートとの化学的な接着力と摩擦力のみからなり、その大きさは、コンクリートの圧縮強度に依存している。したがって、コンクリートの圧縮強度や芯材と付着する材料の特性を変化させることにより、その付着強度を変化させることができると考えられる。

また、同式より芯材の径である  $r$  が小さいほど付着が切れにくいことが分かる。つまり、同じ配置面積でも大きな径の芯材を小数配置する場合と、小さな径の芯材を多数配置する場合では、後者の方が付着面積が大きくなり、その剥離過程に相違が現われる。そのため、UBRC 橋脚において芯材の付着剥離過程を考慮する場合、芯材の径が重要なパラメータとなる。

さらに、芯材の付着剥離過程に影響を与える要因としては、橋脚の変形に伴い付着が剥離する区間（以下、付着剥離区間と称する）とアンボンド区間が考えられる。例えば、一本の芯材に対し、橋脚基部の部分を付着剥離芯材とし、上部の芯材に対しアンボンド処理を施した場合、その部分の芯材のひずみは平滑化されることになる（図 2.23）。つまり、橋脚の付着剥離区間における芯材の付着が切れた後のひずみの平滑化が、上



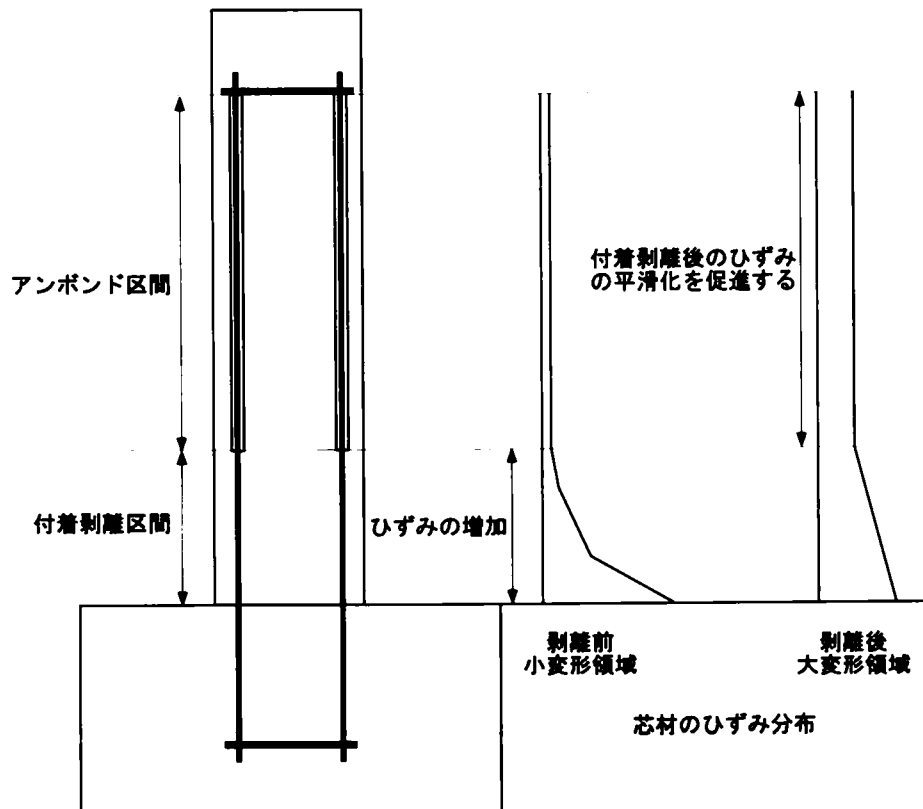


図 2.23: 付着剥離区間とアンボンド区間を有する UBRC 橋脚構造

部にアンボンド区間を設けることにより円滑になることが考えられる。

以上より、本研究では、芯材の付着特性に関するパラメータを以下のように設定し、芯材の付着剥離過程を考慮したファイバーモデル解析によるパラメトリック解析を行う。

- 芯材とコンクリートの付着応力
- 芯材の径と本数
- 芯材の付着剥離区間とアンボンド区間

### 2.7.2 芯材の付着強度

本研究では、芯材とコンクリートとの付着強度の相違が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響を明らかとするために、芯材の付着強度を 1.0～5.0MPa にまで変化させたパラメトリック解析を行った。解析では、芯材として実験用供試体と同様の  $\phi 9.2$  C 種 PC 鋼棒を片側に 2 本配置し、全区間を付着剥離区間と設定して、その付着強度のみを変化させている。また、付着剥離後の摩擦応力については、今回の解析では、全て前節に

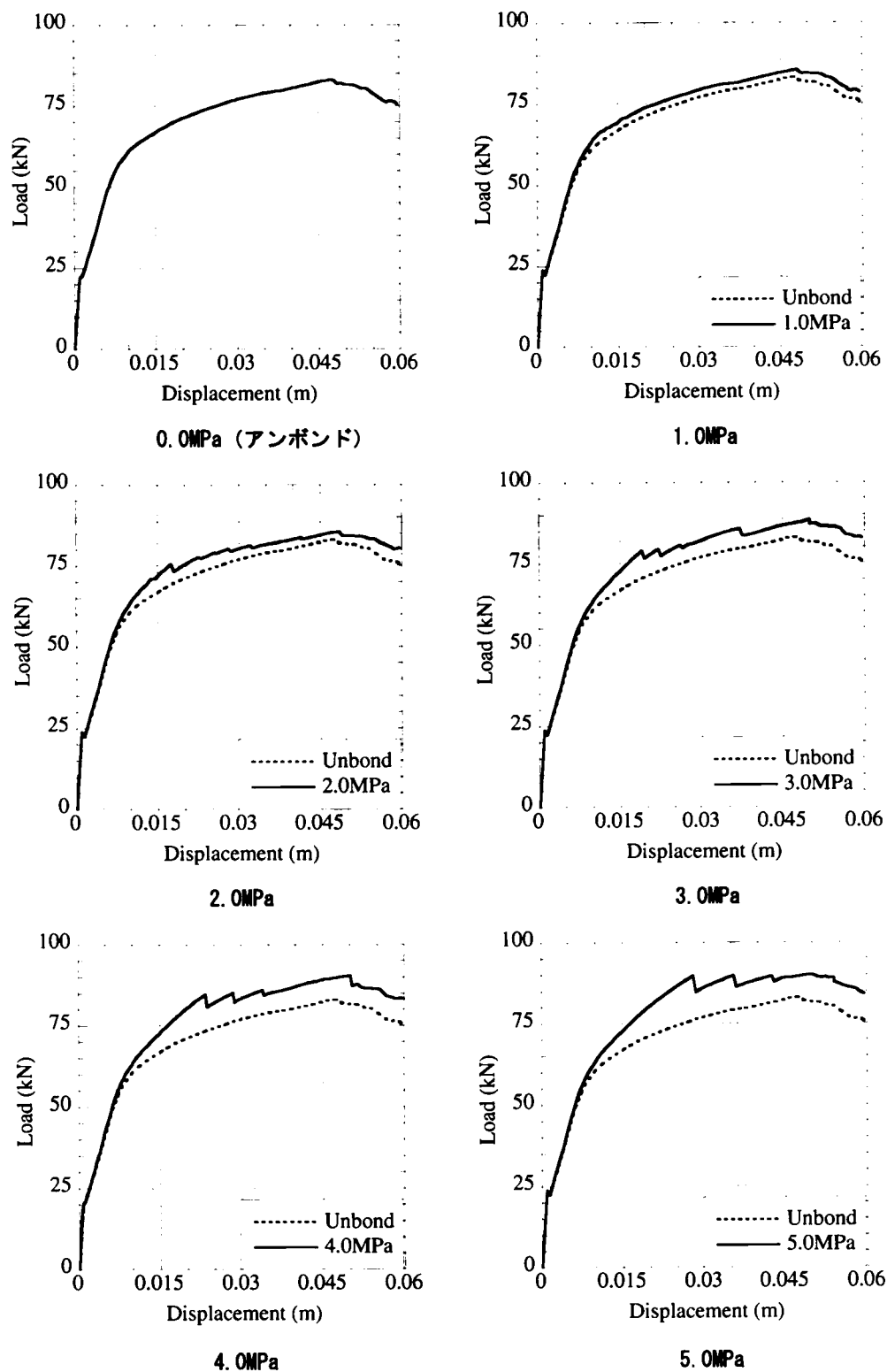
おける解析と同様の  $0.5\text{MPa}$  であると仮定した。図 2.24 に  $P-\Delta$  曲線、また、図 2.25 に芯材ひずみの分布を示す。

図より、付着強度が小さくなるほど芯材の剥離が早期に発生し、橋脚の構造特性が UBRC 構造へと移行していることが分かる。そのため、二次剛性が安定して発現している領域は、付着強度が小さいほど大きくなっている。また、芯材の付着剥離が橋脚の変形が小さい段階で発生し、芯材ひずみの平滑化が行われることにより、大変形領域における芯材の弾性挙動（芯材ひずみが、降伏ひずみ  $5100\mu$  以下）が実現されている。これに対し、付着強度を  $5.0\text{MPa}$  とした場合では、橋脚の変形が載荷点変位  $0.025\text{m}$  時で最大耐力に達し、それ以降の変形における耐力増加が無くなっている。これは、芯材の付着強度を大きく設定したために、その付着剥離が遅れ、付着剥離前に芯材が降伏してしまったためである。つまり、芯材の付着強度が高いと、芯材の付着が切れる前に芯材が降伏してしまうために完全な RC 構造となる。この場合、降伏耐力、最大耐力は最も大きくなるが、芯材が降伏してしまうために橋脚の大変形領域における耐力増加、二次剛性は期待できない。また、橋脚基部などの最初に降伏した部分の芯材ひずみが局所的に増加するために、芯材が破断するなどの損傷が発生する可能性がある。逆に、付着が早期に剥離すると小変形領域における耐力は小さくなるが、芯材ひずみの平滑化により大変形領域における芯材の弾性挙動が期待でき、二次剛性が安定して発現する。

### 2.7.3 芯材の付着面積

本研究では、芯材の径と本数に関するパラメトリック解析を、実験用供試体と同様の芯材配置、すなわち、 $\phi 9.2$  C 種 PC 鋼棒を片側に 2 本配置した場合の配置面積を 10, 15, 20, 25, 30 本の芯材で実現できるように、その径を変化させて行った。表 2.5 に、パラメータについてまとめたものを示す。芯材の付着強度に関しては、普通コンクリートと芯材が直接、接触していることを想定し、コンクリートの圧縮強度を  $24\text{MPa}$  として式 (2.3) より求めた値である  $1.3\text{MPa}$  を採用した。また、芯材の付着剥離区間は全区間とし、摩擦応力は  $0.5\text{MPa}$  と仮定している。図 2.26 に  $P-\Delta$  曲線、また、図 2.27 に芯材ひずみの分布を示す。

$P-\Delta$  曲線と芯材ひずみ分布の解析結果を見てみると同じ配置面積でも芯材の径が小さく配置本数が大きくなるにつれて、芯材の付着剥離が遅れ、高い耐力を示す RC 構造から二次剛性を発現する UBRC 構造への構造特性の変化が遅れていることが分かる。

図 2.24: 付着強度による相違 (P- $\Delta$  曲線)

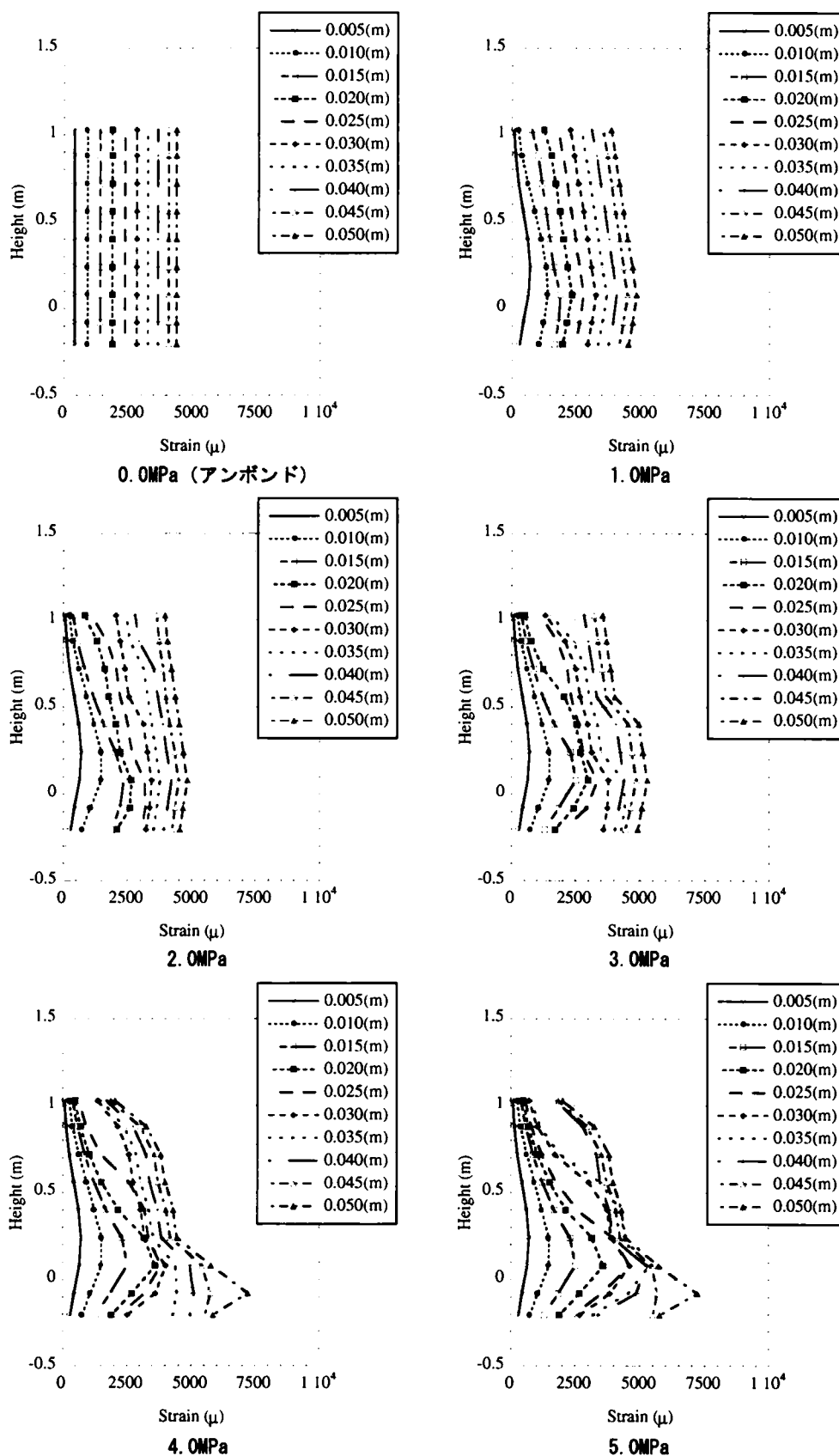


図 2.25: 付着強度による相違 (芯材ひずみ分布)

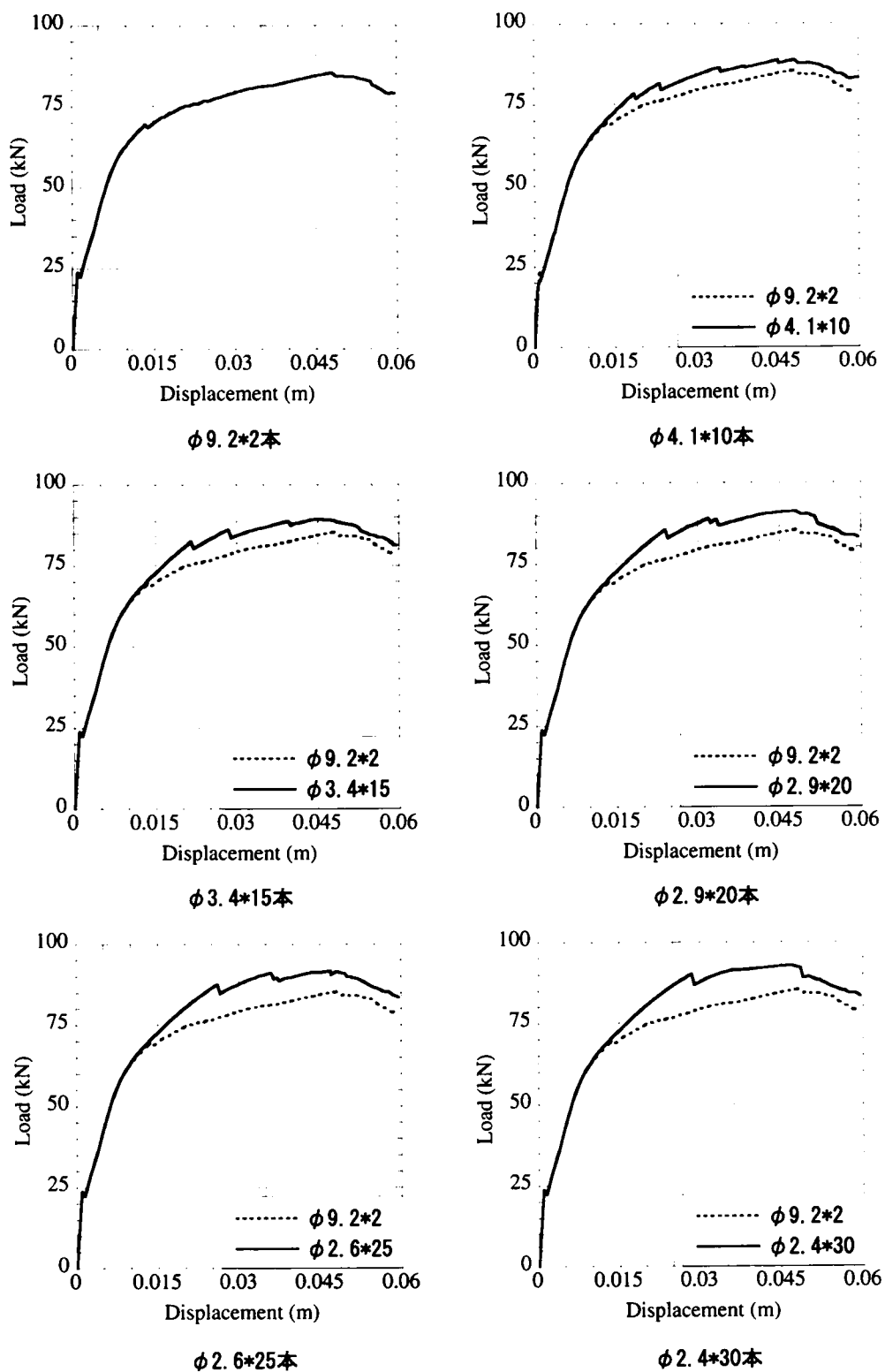


図 2.26: 径と本数による相違 (P-Δ 曲線)

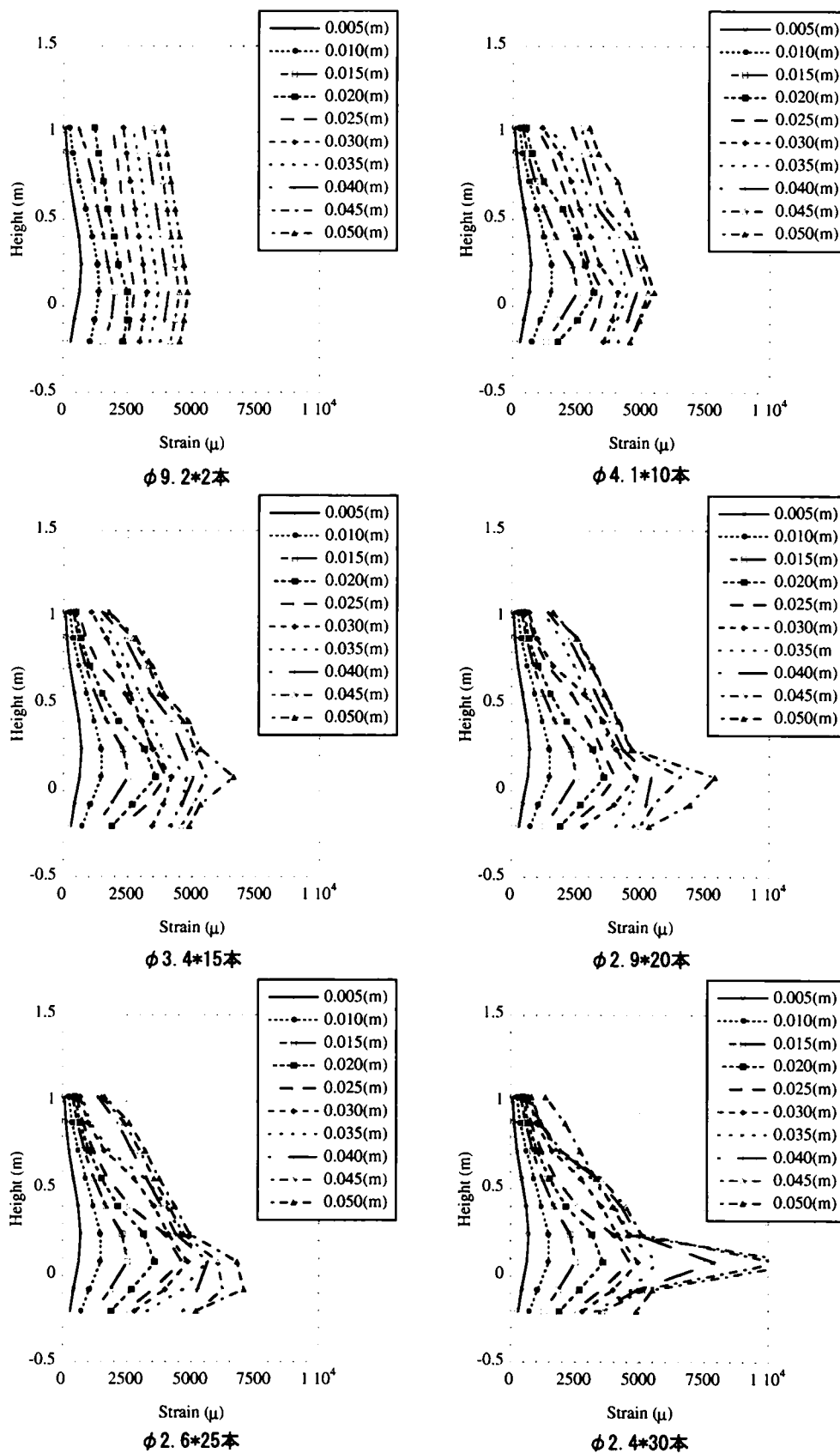


図 2.27: 径と本数による相違 (芯材ひずみ分布)

表 2.5: 芯材の径と本数

芯材の本数 (本)	2	10	15	20	25	30
芯材の径 (mm)	φ9.2	φ4.1	φ3.4	φ2.9	φ2.6	φ2.4

特に、芯材の本数を 30 本とした解析結果では、最大耐力は最も大きくなっているが、芯材の付着剥離よりも降伏が早くなり大変形領域において、基部における芯材ひずみが著しく増加している。これは、芯材の径を小さくし本数を増やしたことにより、総配置面積、付着強度が同じ条件でも芯材の表面積である付着面積が増加したために、最大付着力が大きくなったためである。また、単純に付着強度を増加させた場合と異なる点は、付着面積が増加したために付着剥離後の摩擦力の影響も大きくなっていることである。例えば、芯材を 2 本配置した結果では、芯材の付着剥離後のひずみの平滑化が促進され、概ね、その分布が橋脚高さ方向に一定となっていることが分かる。これに対し、芯材の本数を 15, 30 本と増加させた結果では、仮に芯材の付着が剥離しても摩擦力が大きいために芯材の平滑化効果が小さくなり、その分布形状が一定分布ではなく、上部の芯材ひずみが小さく基部のひずみが大きい三角形分布に近づいている。つまり、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造を実現する場合、大変形領域における確実な芯材の弾性挙動を期待するために、付着剥離後の摩擦力の影響を考慮して芯材の径と本数を決定する必要がある。

#### 2.7.4 付着剥離区間とアンボンド区間

##### 載荷実験

本研究では、基部を付着剥離区間とし、その上部をアンボンド区間とした芯材を配置した UBRC 橋脚構造の基本的な構造特性について載荷実験による検討を行った。

実験用供試体は、前述したものと同様に道路橋を想定して設計された RC 橋脚<sup>12)</sup>を相似率 7.5 で縮小したものに芯材 (φ9.2 C 種 PC 鋼棒) を配置した UBRC 供試体である。UBRC-1 供試体は、芯材の全区間にアンボンド処理を施した芯材を配置している。UBRC-2 供試体は、逆に、一切アンボンド処理を施していない付着剥離芯材を配置している。また、UBRC-3 供試体では、基部から 1D 区間は付着剥離区間としてアンボンド処理を施さず、それより上部の芯材に対してはアンボンド処理を施している付着剥離区間とアンボンド区間を有する芯材を配置している (図 2.28)。実験手法は、軸力

表 2.6: 鋼材の材料特性

		降伏強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)
軸方向鉄筋	SD345 D10	363	511
横拘束鉄筋	SD345 D4	363	511
PC 鋼棒	SBPR $\phi 9.2$	1185	1331

表 2.7: コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
31.0	1.23	4.87

表 2.8: 供試体のパラメータ

供試体	芯材配置 (中心からの位置)	アンボンド処理
UBRC-1	4×SBPR $\phi 9.2$ (110 mm)	全区間アンボンド
UBRC-2		アンボンド処理無し
UBRC-3		基部より 1D (0.32m) 区間のみアンボンド処理無し

88.4kN 載荷下における正負交番載荷実験である。載荷波形は、単位振幅 5.0mm で同一振幅における繰り返し回数 3 回の振幅漸増波形である。

図 2.29 に各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線と骨格曲線の比較を示す。まず、全ての供試体において UBRC 橋脚の特徴である安定した二次剛性が確認できる。つまり、付着条件の相違に関わらず、UBRC 橋脚の特徴である二次剛性の発現が実現できていることがわかる。次に、骨格曲線の比較では、小変形領域の耐力に相違が確認できる。すなわち、載荷点変位 0.01m 時の耐力では、全区間、付着剥離区間とした芯材を配置した UBRC-2 供試体が最も大きく (約 63kN)、全区間アンボンド処理を施した芯材を用いた UBRC-1 供試体が最も小さい値 (約 57kN) を示している。また、橋脚基部のみが付着剥離区間である芯材を配置した UBRC-3 供試体は、両者の中間的な性状を示している。

図 2.30 に各供試体の芯材ひずみ分布を示す。なお、同図においては、ひずみゲージが剥がれるなどの原因によって観測不可能となったデータについては省略している。UBRC-1 供試体の芯材では、アンボンド処理によりどの変形状態においてもひずみが橋脚高さ方向に平滑化され、一定となっている。それに対し、UBRC-2 供試体のひずみは、載荷点変位 0.01m までは、橋脚基部のひずみのみが増加し、その分布形状は三角形となっている。しかし、載荷点変位が 0.015m になった時点で、橋脚上部のひずみの増加が始まり、0.02m 時にはほぼ橋脚高さ方向に一定となっている。これは、橋脚の変形に伴って芯材の付着が切れたことに起因する。ただし、橋脚の変形が大きくなっている領域では、橋脚基部における芯材ひずみの平滑化にばらつきが発生している。こ



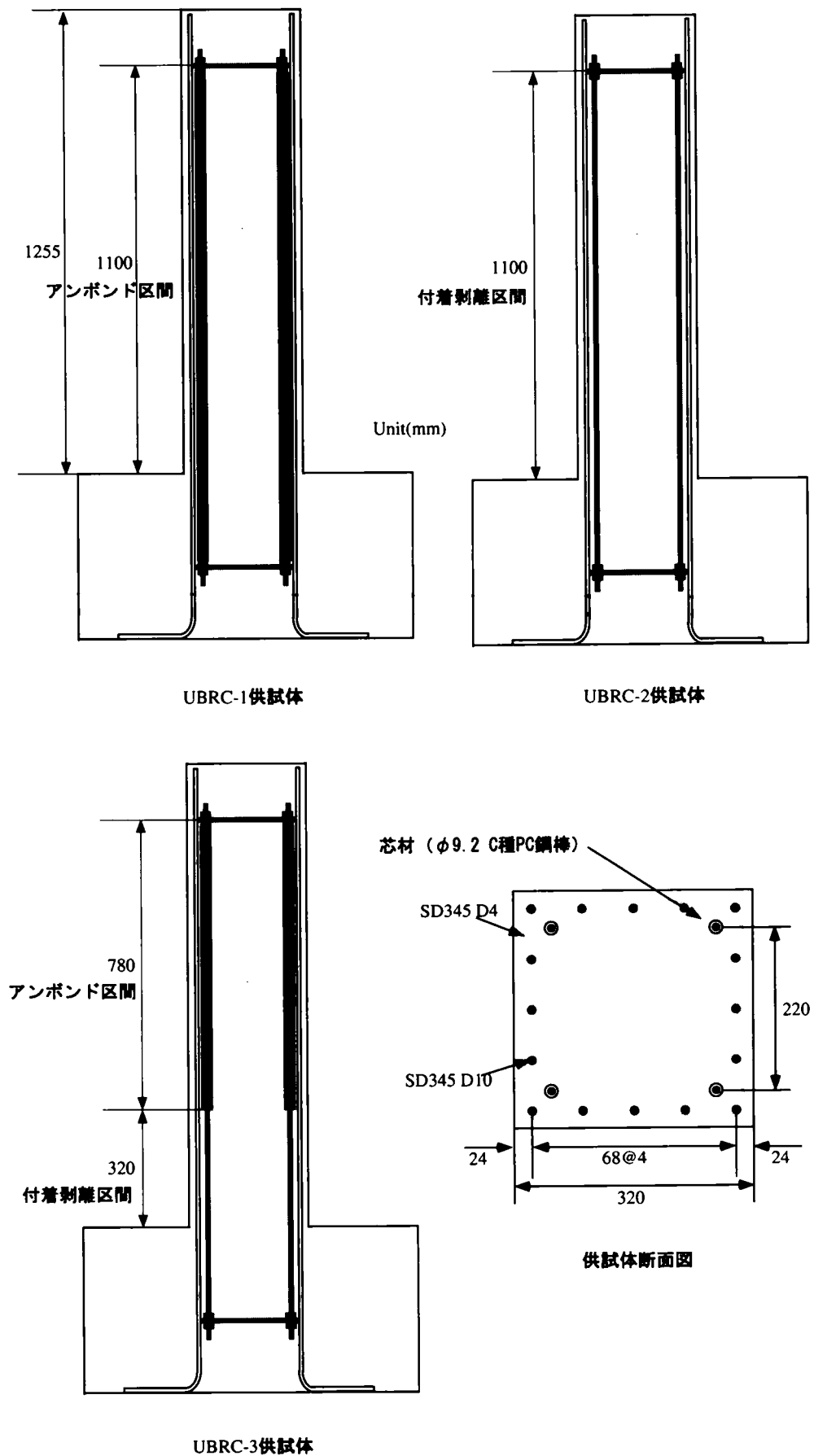
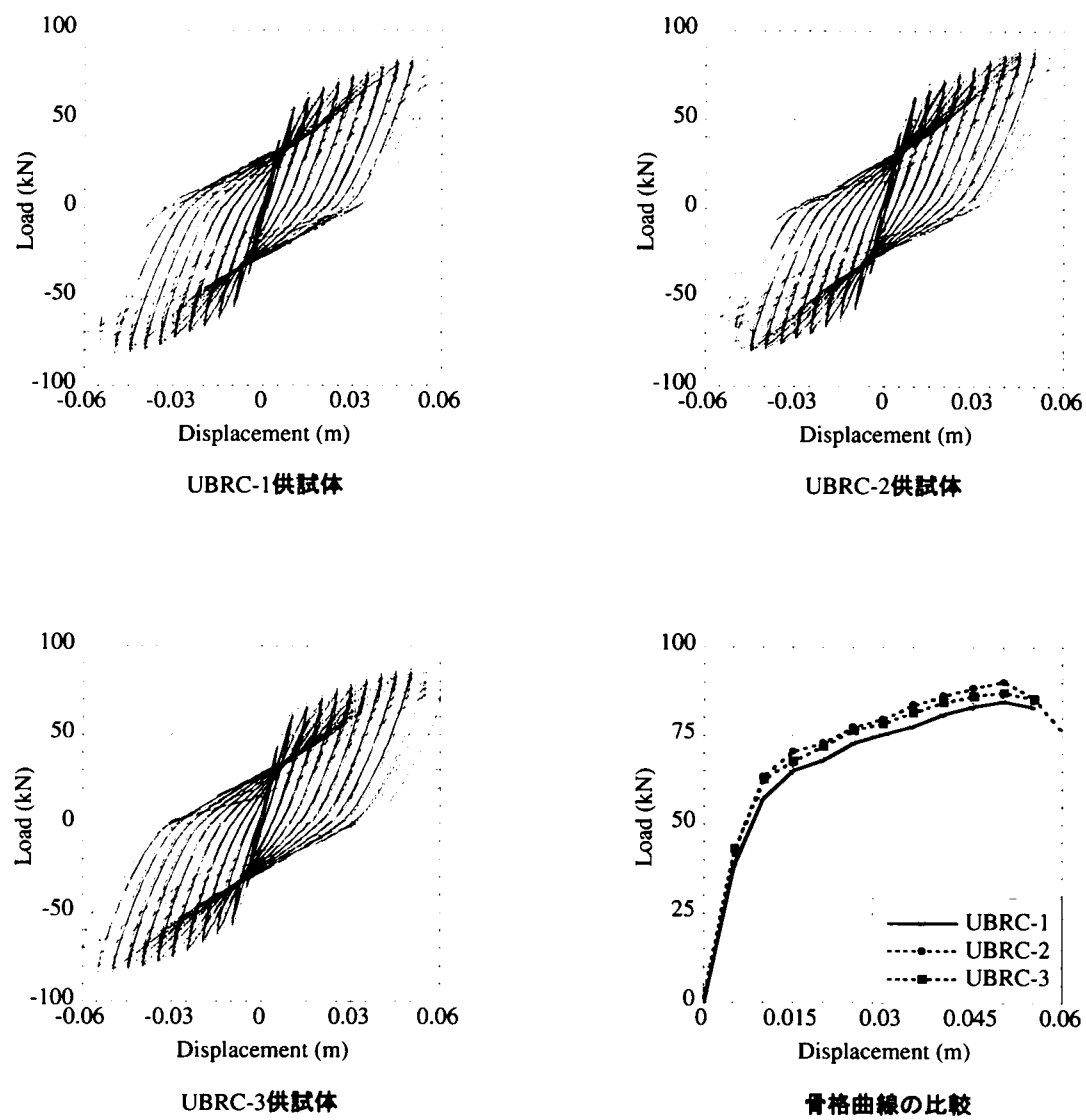


図 2.28: 実験用供試体

図 2.29: P- $\Delta$  履歴曲線

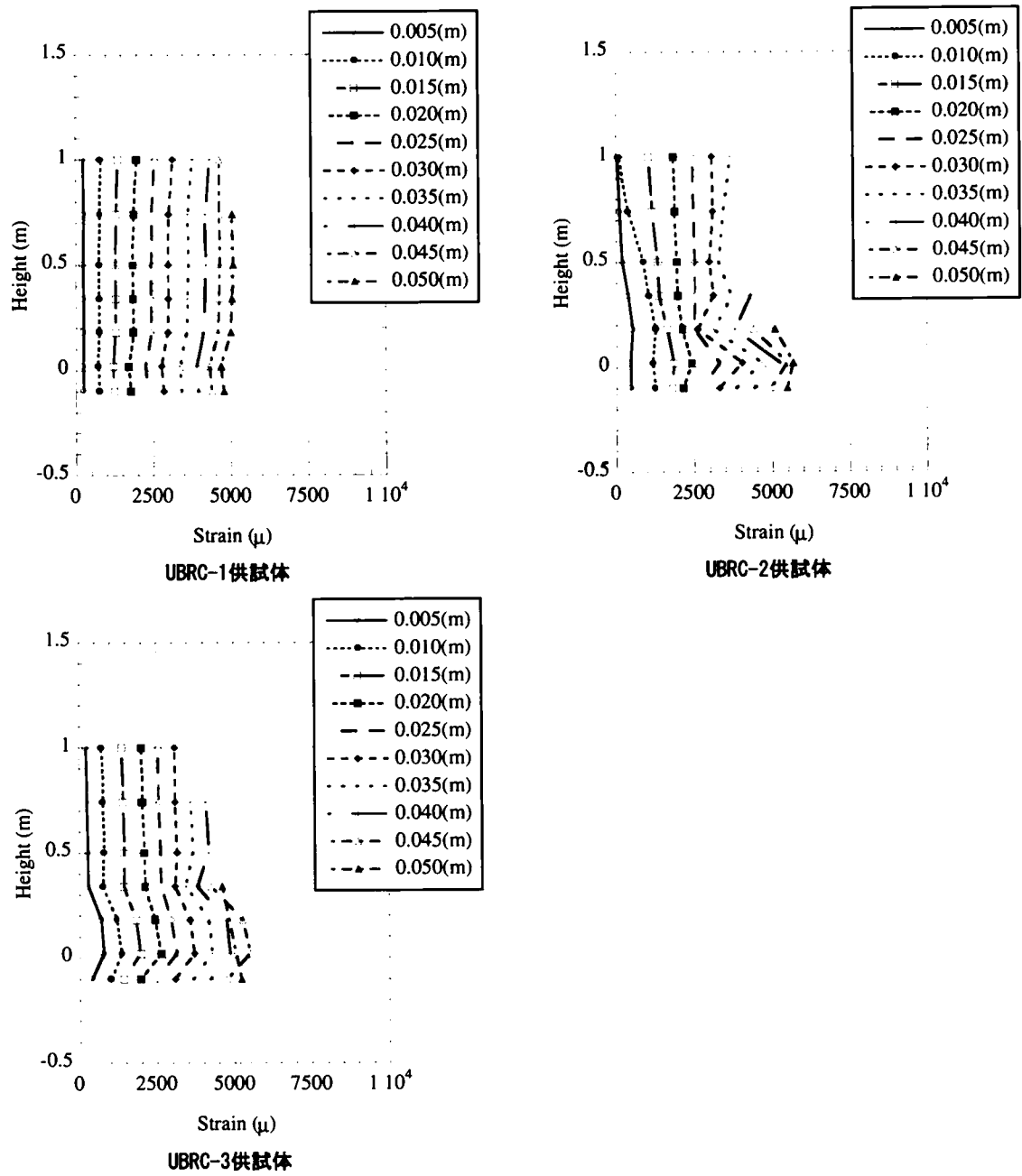


図 2.30: 芯材ひずみ分布

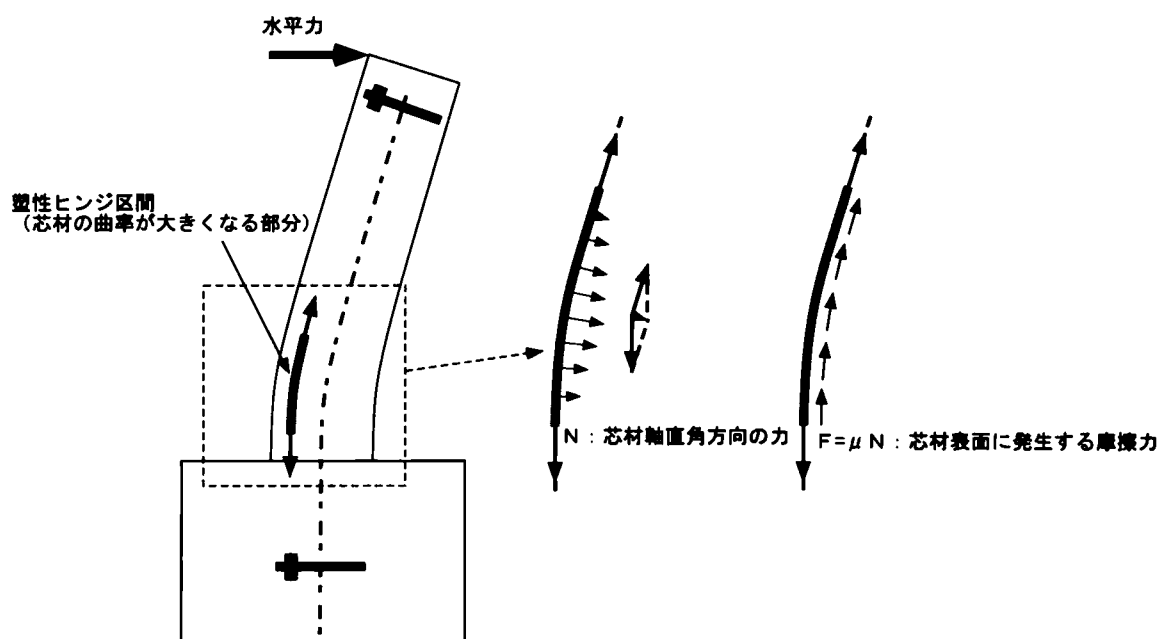
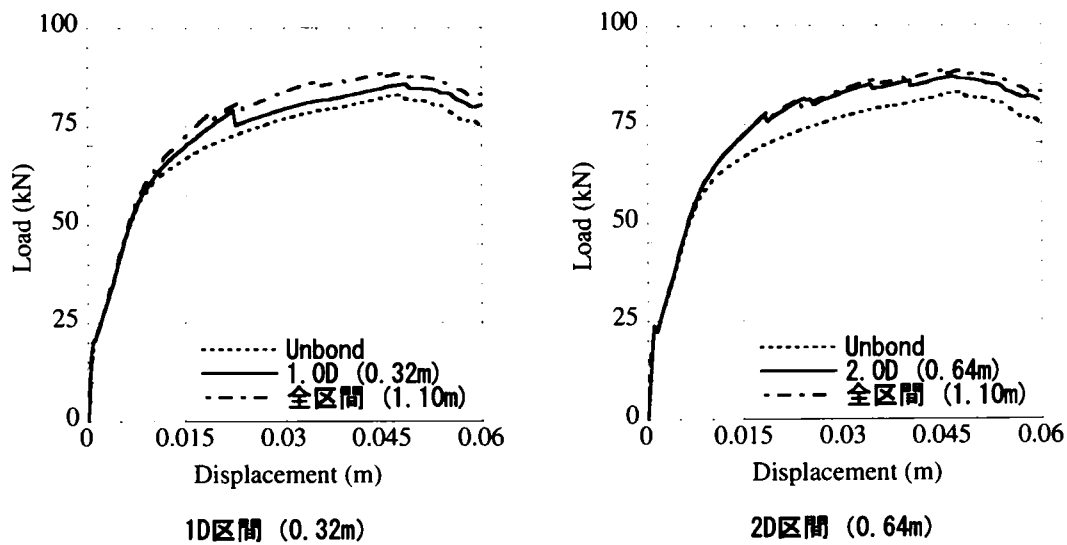


図 2.31: 付着剥離芯材のひずみばらつきのメカニズム

これは、橋脚基部の曲率が大きくなったことにより、芯材表面に発生するコンクリートとの摩擦力が大きくなったためであると考えられる（図 2.31）。芯材ひずみの平滑化を妨げる芯材表面に発生する摩擦力  $F$  は、芯材軸直角方向に作用する力  $N$  と摩擦係数  $\mu$  との積で表される。そのため、芯材軸直角方向の力  $N$  が図 2.31 に示すように、芯材の塑性ヒンジ部分における曲率が大きくなることにより増加すると、その部分の摩擦力が大きくなることが考えられる。基部における芯材曲率の増加は、UBRC-1 供試体でも同様であるが、UBRC-1 供試体では芯材に対しアンボンド処理を施しているために摩擦係数  $\mu$  が低く、摩擦力が小さくなり、その結果、大変形領域でも安定した芯材ひずみの平滑化が実現できたものと思われる。

一方、UBRC-3 供試体では、載荷点変位が 0.01m 時には、橋脚基部の芯材ひずみ分布は UBRC-2 供試体に酷似している。そのため、同変形状態における耐力も、UBRC-2 供試体と同様な大きさである。ただし、付着が切れる 0.015m 時には、UBRC-1 供試体と同様に芯材ひずみが橋脚高さ方向に平滑化されている。これは、芯材上部をアンボンド芯材としたことにより、橋脚基部の付着が切れた後のひずみの平滑化が、UBRC-2 供試体に比べ促進されたためである。また、芯材の降伏、すなわち、芯材の最大ひずみが  $5000\mu$  を超える変形状態は、UBRC-1 供試体が 0.05m、UBRC-2 供試体が 0.04m、UBRC-3 供試体が 0.045m であり、アンボンド区間が長いほど大きな変形領域における芯材の弾性挙動が実現されている。

図 2.32: P- $\Delta$  履歴曲線

### パラメトリック解析

本研究では、橋脚基部から1D (0.32m), 2D (0.64m), 全区間 (1.10m) を付着剥離区間としてその他をアンボンド区間とした場合, また, 全区間にわたりアンボンド区間とした場合のパラメトリック解析結果を行った. 解析では, 付着強度を1.3MPa, 摩擦応力を0.5MPaとし $\phi$ 4.1のC種PC鋼棒を10本配置することを想定している. 図 2.32 にP- $\Delta$  曲線, また, 図 2.33 に芯材ひずみの分布を示す.

まず, 図 2.32 を見ると, 芯材のアンボンド区間を増やすことにより, 橋脚の小変形領域における耐力が低下し, 二次剛性の発現が早まっていることが分かる. 特に, 全区間付着剥離区間とした場合は, 最も載荷点変位0.020m 付近の耐力(約80kN)が大きいのにに対し, 全区間アンボンド区間とした場合は, 同変形状態における耐力(約67kN)は最も小さくなっている. また, 橋脚基部の1D 区間のみ付着剥離区間とした場合の同変形状態における耐力は, 約77kNであり両者の中間的な性状を示している. これらの傾向は, 載荷実験で見られたものと同様であり, 付着剥離区間を変化させることにより, 橋脚の小変形領域における耐力と二次剛性が発現する領域が変化することが分かる. 次に, 図 2.33 を見ると, 全区間付着剥離区間とした場合では, 橋脚基部の芯材の付着が切れても上部の芯材がコンクリートと付着していること, また, 付着が切れた後も芯材の表面にはコンクリートとの摩擦力が残るために, 完全に平滑化されていないことが分かる. そのため, 載荷点変位0.05m 時点では基部における芯材ひずみが降伏ひずみである $5000\mu$ を超え降伏している. これに対し, 1D 区間を付着剥離区間とし

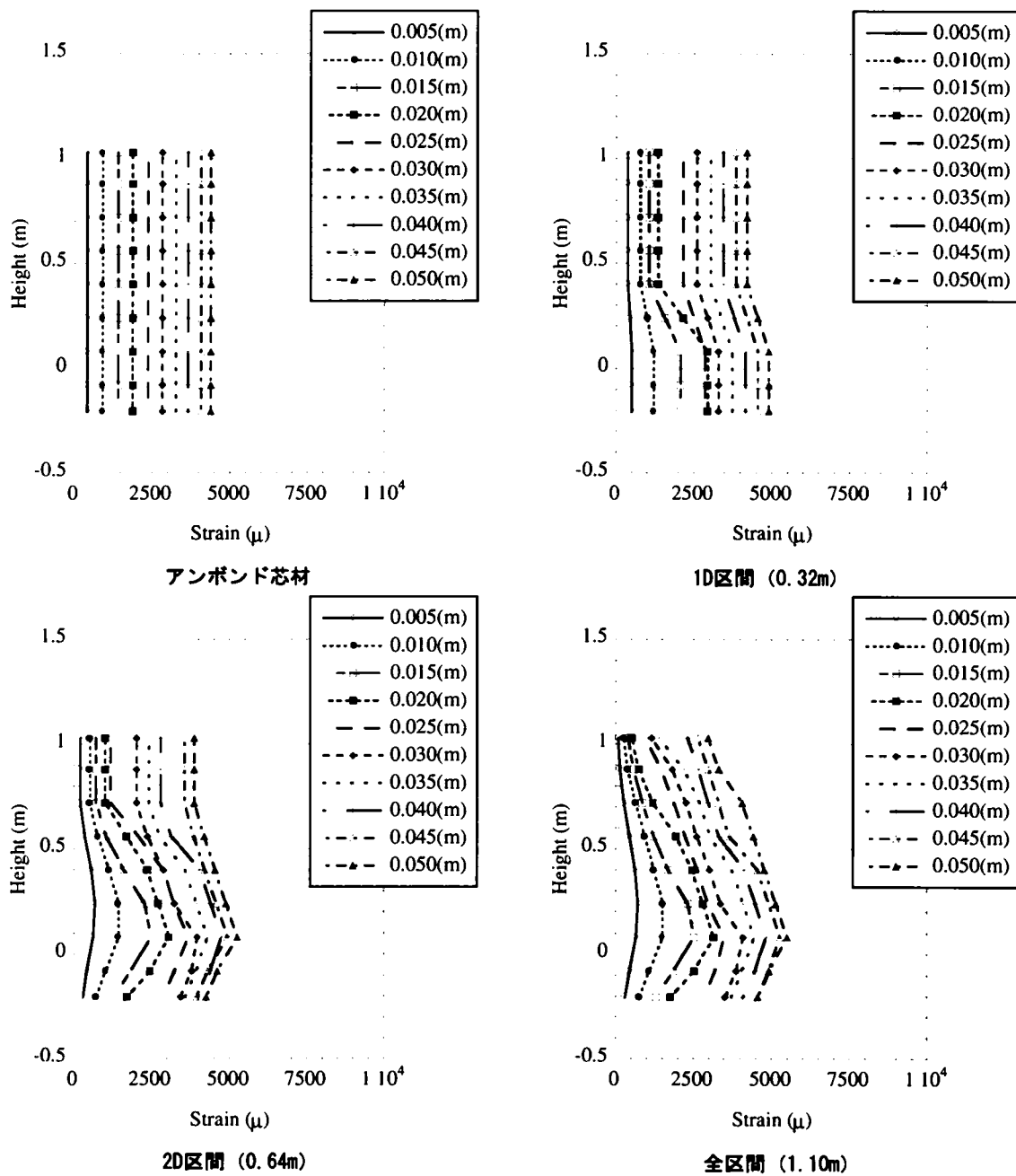


図 2.33: 芯材ひずみ分布

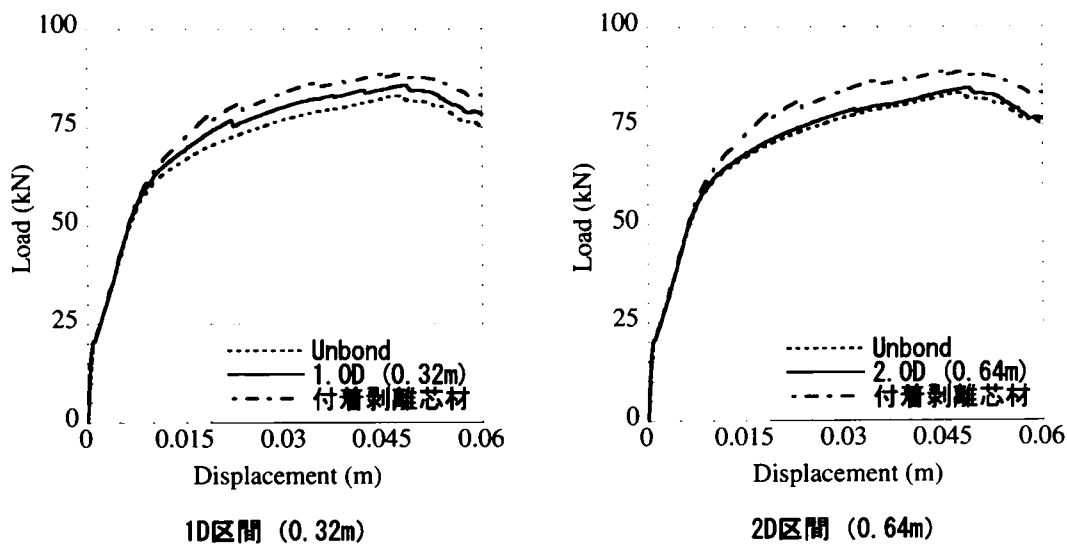


図 2.34: P-Δ 履歴曲線

た場合では、付着剥離区間における芯材の付着が切れた時点で橋脚上部にまでひずみの平滑化が進み、載荷点変位が 0.05m に至っても芯材は降伏していない。つまり、塑性ヒンジ区間における芯材を付着剥離芯材とし、橋脚上部における芯材をアンボンド芯材とすることは、小変形領域における芯材配置効果を高めると共に、付着剥離後の芯材ひずみの平滑化を促進する上で有意であることが分かる。

ただし、前述した正負交番載荷実験による検討では、アンボンド処理を省略し、付着剥離芯材を用いることは、UBRC 橋脚の施工性、経済性、耐久性において有意であるが、橋脚の大変形領域において、橋脚基部などの曲率が大きくなる部分の芯材ひずみの平滑化にばらつきが現れ、局所的に降伏する可能性があることが明らかになっている。このような芯材ひずみの平滑化のばらつきを無くすためには、その部分の芯材に対しアンボンド処理を施すことが有効であると考えられる。そこで、本研究では、曲率が大きくなる部分、すなわち、橋脚基部における芯材のアンボンド区間が橋脚の構造特性、芯材ひずみの大きさなどに与える影響を明らかにするために、橋脚基部から 1D (0.32m)、2D (0.64m)、全区間 (1.10m) をアンボンド区間としてその他を付着剥離区間とした場合のパラメトリック解析結果を行った。芯材の付着剥離区間、アンボンド区間に関する以外の解析条件は、同様である。図 2.34 に P-Δ 曲線、また、図 2.35 に芯材ひずみの分布を示す。

まず、図 2.34 を見るとアンボンド区間が基部から長くなるほど、小変形領域における耐力が小さくなり、二次剛性が発現している領域が大きくなっていることが分かる。

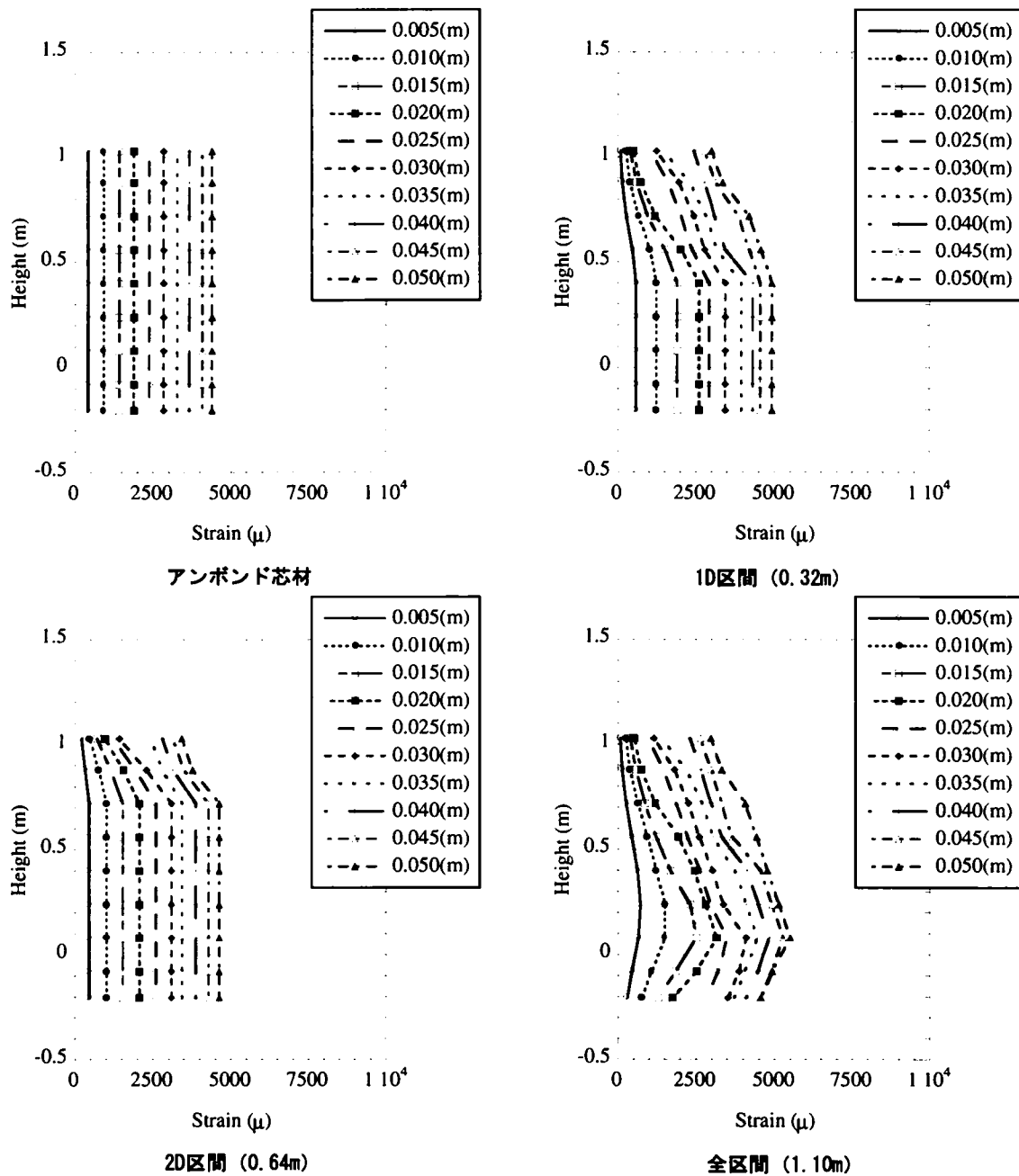


図 2.35: 芯材ひずみ分布



特に、2D 区間をアンボンド区間とした場合では、その P- $\Delta$  曲線はほぼ、全区間アンボンド処理を施した場合と同様となっている。次に、図 2.35 より基部から 1D 区間をアンボンド区間とした場合では、全区間付着剥離芯材とした場合と異なり、最大耐力経験時でも芯材が降伏していないことが分かる。また、橋脚上部の付着が切れるまでは、全区間アンボンド区間とした場合に比べ基部における芯材ひずみが大きくなっている。そのため、P- $\Delta$  曲線でも若干ではあるが、小変形領域における橋脚耐力が全区間アンボンド区間とした場合に比べ大きくなっている。つまり、橋脚基部から一定区間をアンボンド区間とした芯材を用いた UBRC 橋脚では、基部の芯材にひずみがある程度の大きさまで蓄積した後、上部の付着が切れ芯材全体がアンボンド芯材となることにより、大変形領域における芯材の弾性挙動が実現される。前述したように、全区間を付着剥離区間とし、アンボンド処理を省略した芯材では、橋脚の大変形領域において基部における芯材ひずみがばらつく可能性がある。この場合、基部から 1D 区間程度、芯材に対しアンボンド処理を行うことにより、大変形領域においても芯材ひずみを安定して平滑化できることが期待できる。橋脚建設時のコストの削減、施工性、耐久性の向上のために、芯材に対するアンボンド処理を省略する場合でも、塑性ヒンジ区間などの曲率が大きくなる部分に配置された芯材に対しては、アンボンド処理を施すことがその弾性挙動を確実に実現する上で有意であると考えられる。

## 2.8 付着制御型 UBRC 橋脚構造の実現

本研究で行った芯材の付着特性に関するパラメトリック解析で明らかとなった芯材の付着特性が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響をまとめると以下のようなになる。

- 芯材の付着強度を増加させることにより、その付着剥離が遅れ小変形領域における UBRC 橋脚構造の耐力増加が期待できる。ただし、付着剥離前に芯材が降伏した場合、RC 構造として機能するため二次剛性は期待できず、橋脚基部における芯材ひずみの局所的な増加を招く。
- 同じ配置面積でも径が小さい芯材を多数配置するほど、付着面積が大きくなり、付着剥離が遅れ小変形領域における UBRC 橋脚構造の耐力増加を期待することができる。ただし、付着剥離後の摩擦力の影響が大きくなるため、大変形領域における芯材ひずみの平滑化効果が小さくなり、芯材の降伏、ひずみの局所化を招く。
- 芯材の付着剥離区間を橋脚基部から増加させた場合、小変形領域において塑性ヒ

ンジ区間の芯材がコンクリートと付着して機能するために UBRC 橋脚構造の耐力増加を期待することができる。また、上部の芯材に対しアンボンド処理を施すことにより、付着剥離後の芯材ひずみの平滑化を促進し、大変形領域における芯材の弾性挙動を実現できる。ただし、塑性ヒンジ区間などの曲率が大きくなる部分に付着剥離芯材を配置した場合、橋脚の大変形領域においてそのひずみの平滑化にばらつきが現れ、局所的な芯材の降伏を招く可能性がある。

- 芯材のアンボンド区間を橋脚基部から増加させた場合、アンボンド区間における芯材ひずみがある程度、蓄積した後に橋脚上部の芯材が付着剥離を起こし、アンボンド芯材となる。この場合、橋脚基部などの曲率が大きくなる部分のみでもアンボンド区間とすることは、橋脚の大変形領域における芯材の弾性挙動を確実に実現する上で有意である。

以上のように、芯材の付着強度、径と本数、付着剥離区間は、それぞれ、UBRC 橋脚構造の特性、特に小変形領域における耐力や二次剛性などに大きな影響を与えることが分かる。芯材が小変形領域でコンクリートと付着し高い降伏耐力を示すことは、例えば、レベル1地震動などの規模が小さい地震動に対する安全性を向上させることになる。また、大変形領域における芯材の弾性挙動による二次剛性の発現は、レベル2地震動などの規模が大きい地震動に対して残留変位を低減するなどの耐震性の向上が期待できる<sup>18)</sup>。つまり、芯材の付着特性を制御することができれば、地震動の規模に応じて構造特性を RC 構造から UBRC 構造へ変化する橋脚構造、高い降伏耐力と大変形領域における安定した二次剛性を併せ持つ、付着制御型 UBRC 橋脚構造を実現することができる（図 2.36）。

## 2.9 まとめ

本章では、芯材に対するアンボンド処理を省略した付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造の弾塑性復元力特性について、正負交番載荷実験による検討を行った。また、芯材の付着剥離過程をファイバーモデル解析により考慮できる解析モデルを提案し、その妥当性について検討した。さらに、芯材の付着特性に関する要因を整理し、それらが UBRC 橋脚の復元力特性、特に、小変形領域における耐力や、二次剛性の安定度、芯材ひずみの平滑化効果などに与える影響を、載荷実験、及び提案した解析モデルを用いたパラメトリック解析により検討した。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

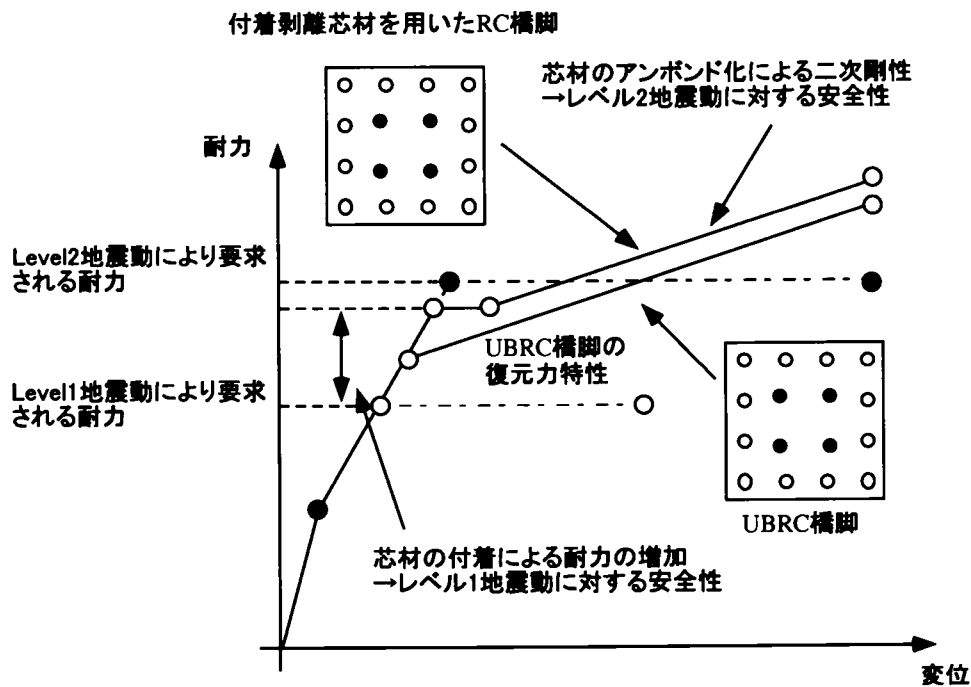


図 2.36: 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の二段階耐震設計

- UBRC 橋脚における芯材の付着特性は、橋脚の弾塑性復元力特性に影響を与える。すなわち、芯材がコンクリートと付着している間は、RC 構造として挙動するため大きな耐力を示し、また、芯材の付着が切れた後は、芯材のひずみが平滑化され芯材が弾性挙動を示すため UBRC 構造として二次剛性の発現などが期待できる。
- アンボンド処理を施していない高強度の丸鋼を芯材として用いても、橋脚の変形に伴い芯材の付着が切れることにより、そのひずみはある程度平滑化される。つまり、芯材の付着特性を保証することができれば、アンボンド処理を施さなくても、その復元力特性に二次剛性を有する橋脚を建設することができ、アンボンド処理を施した芯材を用いる場合に比べ経済性、施工性、維持管理性能が向上する。
- ファイバーモデルを用いた解析において芯材とコンクリートとの付着が切れていく過程を、芯材要素と RC 要素を非線形特性を有するジョイントバネ要素で繋ぐことにより再現した。その結果、実験結果との良い一致を示すことができた。また、同解析結果より芯材の付着特性が橋脚の構造特性に及ぼす影響のメカニズムを明らかとした。
- 橋脚内に配置した芯材の付着強度、径と本数、付着剥離区間とアンボンド区間が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響についてパラメトリック解析を行った。その

結果、これらの条件により芯材の付着剥離過程が変化し、橋脚の小変形領域における耐力、二次剛性の発現領域、芯材ひずみの分布、大きさが変化することを明らかにした。

- 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造では、同じ大きさ、配筋、芯材を有する断面において、芯材の付着状態を考慮しその剥離過程を制御することにより、地震動のレベルに応じて構造特性が変化する橋脚構造を実現できる。すなわち、レベル 1 地震時には、RC 構造としてレベル 1 地震動に対する安全性である高い降伏耐力を実現し、レベル 2 地震時には芯材の付着が切れ UBRC 構造として機能することにより、残留変位の低減に有利である安定した二次剛性を発現する付着制御型 UBRC 橋脚構造を実現できる可能性がある。

## 参 考 文 献

- (1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年
- (2) Yosikazu TAKAHASHI : Development of High Seismic Performance RC Piers with Object-Oriented Structural Analysis, 京都大学博士論文, 2002年1月
- (3) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹：アンボンド芯材を活用した高耐震性 RC 橋脚の開発, 土木学会論文集, Vol.I-60, pp283-296, 2002年7月
- (4) 高橋良和, 家村浩和, 曾我部直樹：アンボンド芯材入り RC 構造の解析モデルと芯材パラメータの影響, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp.945-954, 2003年3月
- (5) 高橋良和, 家村浩和, 曾我部直樹：アンボンド高強度芯材入り RC 橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災向上に関するシンポジウム論文集, pp.189-194, 2001年3月
- (6) 高橋良和, 家村浩和, 曾我部直樹：ハイブリッド地震応答実験による高耐震化芯材を用いた RC 橋脚の性能評価, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.929-932, 2001年8月
- (7) 川島一彦, Gregory A. MACRAE, 星隈順一, 長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501 Vol.I-29, pp183-192, 1994年10月
- (8) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏：耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価, 第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.399-404, 2002年
- (9) 三上卓, 家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp.619-629, 2002年3月
- (10) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 平成8年
- (11) WALTER H. PRINCE : Factors influenceing concrete strength, Journal of the American concrete institute, No. 47-31, pp417-432, 1951
- (12) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に関する正負交番載荷実験, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.189-194, 1999年

- (13) 松倉満智子, 上田正生, 内山武司, 土橋由造: 緊張鋼材の付着すべりを考慮したプレストレストコンクリート梁部材の材料非線形解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.709-712, 1995 年
- (14) 足立将人, 西山峰広: 緊張材の付着特性を考慮したプレストレストコンクリート骨組の履歴挙動解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.895-900, 1999 年
- (15) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異型鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp165-174, 1987 年
- (16) Ristić,D.,Yamada,Y.and Iemura,H. : Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varting axial loads, Technical report, Kyoto University, 1986. KUCE, No.86-ST-01.
- (17) 高橋雅裕, 矢部正明: 各国の耐震設計基準によって耐震設計された RC 橋脚の P- $\delta$  効果の比較, 第三回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.349-356, 1999 年
- (18) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言, 土木学会誌, Vol No.2, 1996 年 2 月

## 第3章 二次剛性を利用した二段階耐震設計法の提案

### 3.1 概説

UBRC 橋脚構造では、アンボンド芯材を配置することにより安定した二次剛性を  $P-\Delta$  関係に付与できる。また、その大きさは芯材の配置位置、量、範囲などを変化させることにより制御することができる。この特徴を積極的に利用した橋脚構造の耐震設計を行うためには、二次剛性が耐震設計で要求される橋脚構造の耐震性能、地震時挙動に与える影響を明らかにする必要がある。しかし、従来の RC 橋脚構造の耐震設計<sup>1)</sup>では、完全弾塑性モデルが履歴モデルとして用いられていることに現れているように、鉄筋の降伏以後の耐力増加が期待できない、すなわち、二次剛性が存在しないために、地震時における二次剛性の影響は RC 橋脚構造の耐震設計では考慮されず、また、その影響を明らかにするための研究も数少ない。

ここでは、橋脚構造の耐震性能を表す指標として必要降伏強度、残留変位に着目し、二次剛性がそれらに与える影響を必要強度スペクトルによる検討により明らかにする。RC 橋脚における必要降伏強度の大きさは、そのまま、橋脚断面の規模に関係する。また、残留変位の大きさは、地震後の橋脚の供用性に反映される。本章では、二次剛性が耐震設計で要求される橋脚構造の必要性能に与える影響を明らかにし、二次剛性を利用した合理的な二段階耐震設計法の考え方について提案する。

### 3.2 二次剛性と必要性能

#### 3.2.1 必要降伏強度に与える影響

道路橋示方書<sup>1)</sup>における RC 橋脚構造の耐震設計では、エネルギー一定則に基づく地震時保有水平耐力法を用いてレベル 2 地震動に対する設計が行われている。エネルギー一定則とは、比較的短周期の範囲では、弾性固有周期の等しい弾性系の最大ポテ

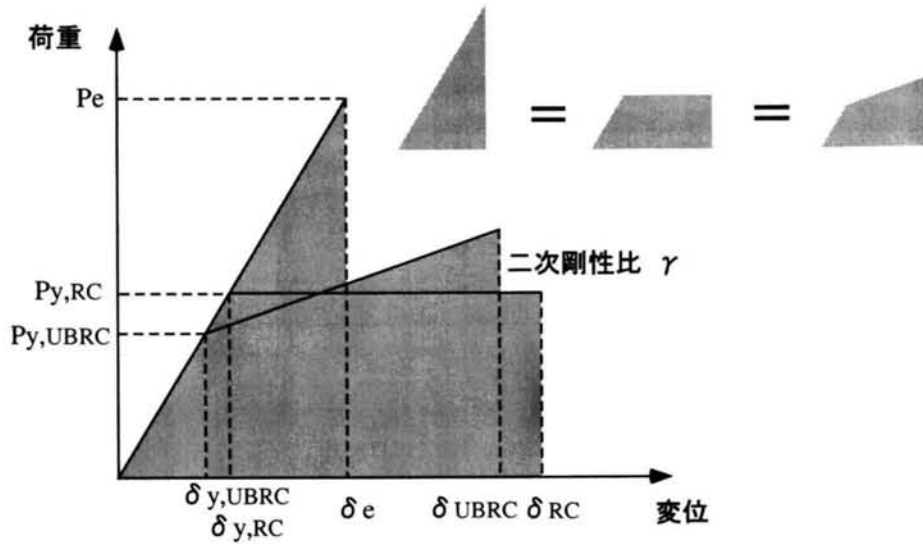


図 3.1: エネルギー一定則

ンシャルエネルギーと図 3.1 に示すような弾塑性系ポテンシャルエネルギーとは、降伏力にかかわらずほぼ等しいとする考え方である。RC 橋脚構造の耐震設計では、二次剛性が無視できるほど小さいため弾塑性系として完全弾塑性モデルを用いて、弾性固有周期、許容靱性率  $\mu$  などの構造特性と弾性加速度応答スペクトルから等価水平震度を算出する。そして、等価水平震度に重量を乗じたものを地震時に作用する水平力とし、それよりも橋脚の地震時保有水平耐力が大きいか否かでレベル 2 地震動に対する安全性を判定する。この時、RC 橋脚構造の必要降伏耐力  $P_{y,RC}$  は以下のように表される (式 (3.2))。

$$\frac{P_{y,RC}}{P_e} = K_{y,RC} = \frac{1}{\sqrt{(2\mu - 1)}} \quad (3.1)$$

ただし、 $\mu = \delta_{RC}/\delta_{y,RC}$

これに対し、弾塑性系において二次剛性（二次剛性比  $\gamma$ ）が存在する場合、エネルギー一定則を考慮する、すなわち、弾性系、完全弾塑性系のポテンシャルエネルギーと二次剛性を有する弾塑性系のポテンシャルエネルギーが等しいとすると、UBRC 橋脚構造の必要降伏耐力  $P_{y,UBRC}$  は以下のように示される (式 (3.3))。

$$\frac{P_{y,UBRC}}{P_e} = K_{y,UBRC} = \frac{1}{\sqrt{\gamma(\mu - 1)^2 + (2\mu - 1)}} \quad (3.2)$$

ただし、 $\mu = \delta_{RC}/\delta_{y,RC} = \delta_{UBRC}/\delta_{y,UBRC}$

図 3.2 に、二次剛性比 ( $\gamma$ ) を 0.0, 0.05, 0.1, 0.15 と変化させた時の許容靱性率  $\mu$  と式 (3.3) より算出される必要降伏強度  $P_y$  と弾性系の最大強度  $P_e$  の比である  $K_y$  の関



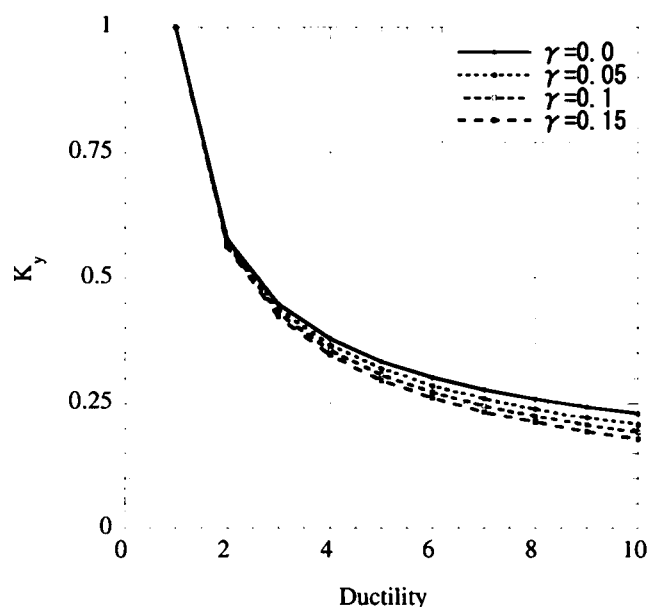


図 3.2: 二次剛性による必要降伏強度の低減効果

係を示す。図より，二次剛性が大きくなるほど必要降伏強度が小さくなっていることが分かる。また，その傾向も靱性率が大きくなるほど顕著である。つまり，エネルギー一定則が成立するという条件下では，橋脚構造の復元力特性に二次剛性を付与することにより，橋脚に要求される必要降伏強度を低減することができる。必要降伏強度の大きさは，橋脚構造の断面の大きさ，鉄筋の強度などに依存する。つまり，二次剛性の付与による必要降伏強度の低減は，橋脚構造の断面の小規模化，省力化に有効であることが考えられる。

### 3.2.2 残留変位に与える影響

道路橋示方書<sup>1)</sup>では，地震後に橋脚構造が示す変形である，残留変位  $\delta_R$  が橋脚高さの1%以内であることを求めている。その際，残留変位推定式として式(3.3)が用いられている。

$$\delta_R = c_R(\mu - 1)(1 - \gamma)\delta_y \quad (3.3)$$

ただし， $\mu$ ， $\delta_y$  は，それぞれ応答靱性率，降伏変位である。

この式は，最大応答変位経験直後の除荷時の変位である可能最大残留変位  $\delta_{Rmax}$  を，

バイリニア型履歴モデルにおける幾何学的関係から  $\delta_{Rmax} = (\mu - 1)(1 - \gamma)\delta_y$  として求め、それと実際の残留変位を結びつける係数として  $c_R = 0.6$  (二次剛性比 0.0),  $c_R = 0.35$  (二次剛性比 0.05) を規定し、それを可能最大残留変位に乗ずることにより残留変位を推定する式である。すなわち、残留変位補正係数  $c_R$  は、可能最大残留変位と実際の残留変位との比である。

この式を見ると、二次剛性比  $\gamma$  の増加が可能最大残留変位の低減に有効であることが分かる。また、残留変位補正係数は、川島ら<sup>2)</sup>の残留変位スペクトルに関する研究結果より決定された値であるが、その研究では、残留変位補正係数は二次剛性が大きくなるほど低減されることが述べられている。つまり、二次剛性の付与は、可能最大残留変位と残留変位補正係数の低減に有効であり、その積で表される残留変位の低減に極めて有効であることが考えられる。橋脚構造における残留変位の低減は、地震直後の橋梁の供用性を保つ上で重要であり、規模の大きな地震動に対する橋脚構造の合理的な耐震設計を実現する上で不可欠なものである。

### 3.3 必要強度、残留変位スペクトルについて

本研究では、橋脚構造の構造特性における二次剛性が、地震に対する必要性能に与える影響について必要強度、残留変位スペクトルを用いた検討を行う。必要強度スペクトルとは、非線形履歴特性を有する一自由度系の構造物に許容される靱性率に応じて、必要とされる降伏強度を示したものである。また、本研究で用いる残留変位スペクトルとは、必要強度スペクトルを作成する際に計算された残留変位を、弾性固有周期と目標靱性率に応じて示したものである。

本研究では、二次剛性が必要強度や残留変位に与える影響を検討することを目的とするため、必要強度、残留変位スペクトルの作成にあたり、弾性固有周期 (0.3s~2.0s)、目標靱性率 (1.0~10.0) に加え、二次剛性比 ( $\gamma = 0.0, 0.01, 0.02, 0.05, 0.1, 0.15$ ) をパラメータとして設定した。スペクトルの作成においてはバイリニアモデル (図 3.3) を履歴特性として有する非線形一自由度系モデルを想定し、その降伏強度を変化させ、一自由度系に地震動が入力した時の応答靱性率と目標靱性率の差が一定範囲内に収まった時の降伏強度を、その目標靱性率に対する必要強度として算定している。また、減衰比は、非線形履歴モデルによる RC 部材の解析で用いられる値 0.02 を設定した。

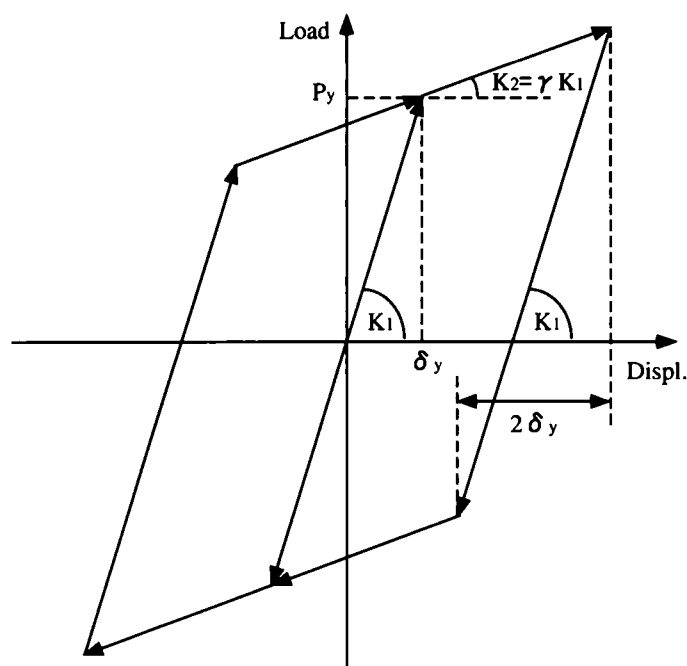


図 3.3: バイリニアモデル

### 3.4 二次剛性が必要強度，残留変位に与える影響

#### 3.4.1 目標靱性率による相違

図 3.4 と図 3.9 に道路橋の耐震設計に関する資料<sup>3)</sup>において道路橋の動的解析用地震動として示されているもののうち，Ⅰ種地盤 タイプⅠ地震動に相当する開北橋記録 TR 成分とⅠ種地盤 タイプⅡ地震動に相当する神戸海洋気象台記録 NS 成分を用いて作成した必要強度スペクトルと残留変位スペクトルを目標靱性率ごと（3.0，5.0，7.0）に示す。

まず，必要強度スペクトルについて見ると開北橋記録，神戸海洋気象台記録に関わらず，二次剛性の増加により必要強度が低減していることが分かる。また，その傾向，低減量の大きさは，目標靱性率が大きくなるほど大きい。これは，二次剛性が降伏後の剛性であるため，目標靱性率が小さい場合，降伏後の挙動，変形が小さくなる，すなわち，二次剛性が発現している領域が少なくなり，その相違による影響も小さくなるためである。次に，目標靱性率を 5.0 とした時の必要強度スペクトルについて見ると，開北橋記録では，概ね，弾性固有周期に関わらず，二次剛性の増加による必要強度の低減効果が確認できる。これに対し，神戸海洋気象台記録では，弾性固有周期が 1.5 秒より小さい領域では，二次剛性による必要強度の低減効果が確認できるが，それ以降においては，二次剛性が増加しても必要強度の低減効果は見られない。この傾向の違

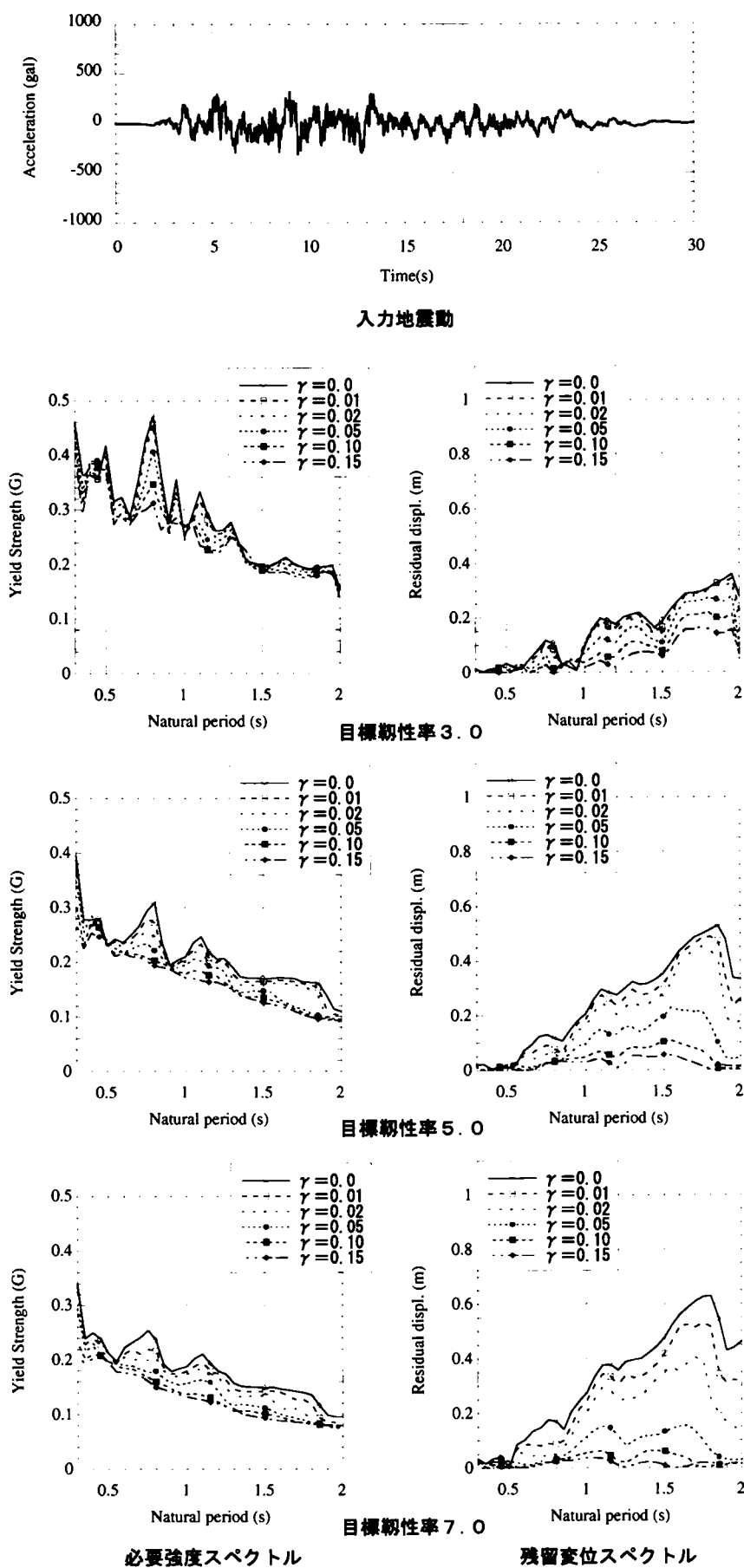


図 3.4: 開北橋記録 TR 成分入力

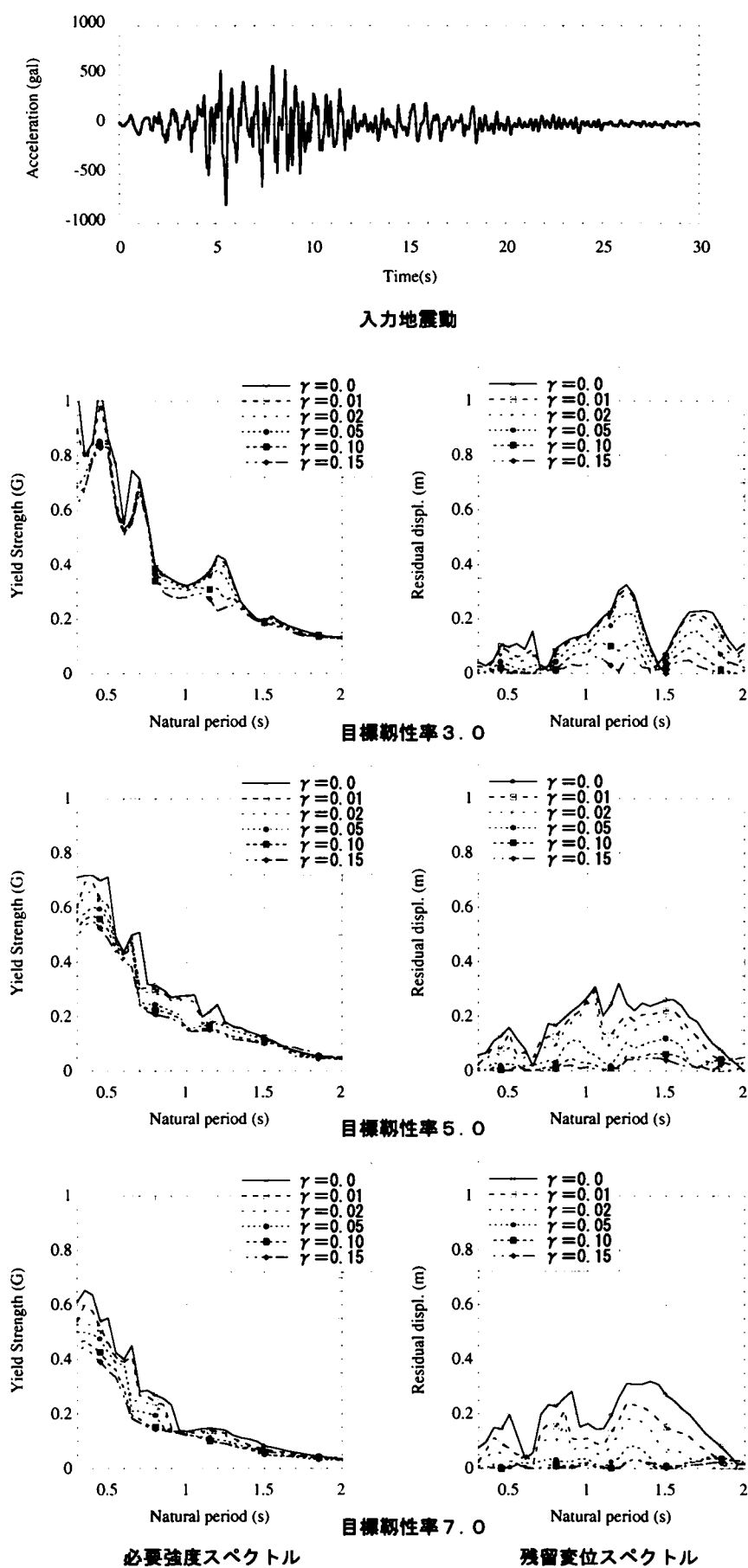


図 3.5: 神戸海洋気象台記録 NS 成分入力

表 3.1: 入力地震動 (タイプ I 地震動)

Type	地盤種別	地震動名	最大加速度	継続時間
タイプ I 地震動	I 種地盤	開北橋記録 LG 成分	318gal	30s
	II 種地盤	板島橋記録 LG 成分	362gal	40s
	III 種地盤	津軽大橋記録 LG 成分	424gal	60s

表 3.2: 入力地震動 (タイプ II 地震動)

Type	地盤種別	地震動名	最大加速度	継続時間
タイプ II 地震動	I 種地盤	神戸海洋気象台記録 NS 成分	812gal	30s
	II 種地盤	JR 鷹取駅記録 EW 成分	673gal	40s
	III 種地盤	神戸ポートアイランド記録 EW 成分	619gal	50s

いについては、地震動特性、特に、入力地震動の卓越周期などが関係していると考えられ、これらについては、後節において述べる。

次に、残留変位スペクトルについて見ると、入力地震動、目標靱性率、弾性固有周期に関わらず、全てのスペクトルにおいて、二次剛性の増加により残留変位が低減している。特に、二次剛性比を 0.05 以上、付与した結果では、二次剛性が無い場合に比べ半分以下にまで、残留変位が低減している。また、二次剛性を付与しない場合、目標靱性率を大きくするほど地震時の塑性変形が大きくなり残留変位が増大する傾向があるが、二次剛性が存在する場合は目標靱性率の増加による残留変位の増大も抑制されている。二次剛性の付与による残留変位の低減効果は、既往の研究<sup>4), 5), 6)</sup>でも報告されており、それと同じ傾向が本研究でも見受けられる。つまり、二次剛性を付与することは、必要強度低減だけでなく、残留変位の低減にも有利となる。応答靱性率が同じになるように必要強度を設定した場合、残留変位の低減に有利な二次剛性を付与した方が、地震後の供用性を確保する意味で高い耐震性能を実現できる。

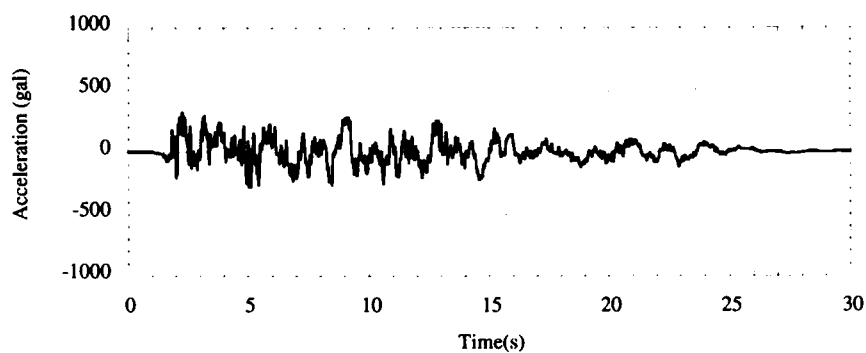
### 3.4.2 入力地震動による相違

本研究では、入力地震動の特性が二次剛性による必要強度、残留変位の低減効果に及ぼす影響を明らかにするために、入力地震動をパラメータとした必要強度、残留変位スペクトルによる検討を行った。設定した地震動は、道路橋の耐震設計に関する資料<sup>3)</sup>において道路橋の動的解析用地震動として示されているもののうち、タイプ I 地震動とタイプ II 地震動から地盤種別ごとに 1 波形ずつ計 6 波形である。設定した入力地震動の諸元を表 3.1、表 3.2 に示す。また、各地震動により作成された必要強度、残

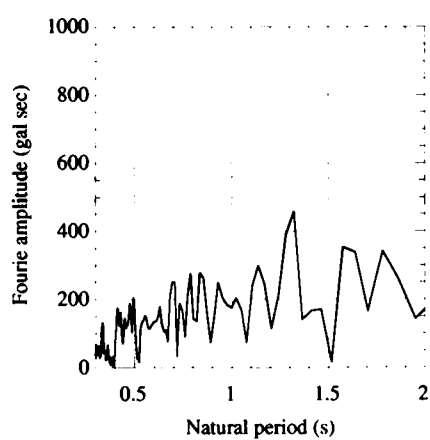
留変位スペクトルを図 3.6 から図 3.11 に示す。なお、これらのスペクトルは、目標靱性率を 5.0 に設定して作成されている。また、同図には、スペクトルの他に入力地震動とそのフーリエスペクトルも示してある。

まず、必要強度スペクトル全体について見ると、全てのスペクトルにおいて二次剛性の増加により必要強度が低減される傾向が確認できる。ただし、その低減量は一定でなく、入力地震動や弾性固有周期によって大きく異なっている。例えば、タイプⅠ地震動では、同じ地盤種別のタイプⅡ地震動に比べ広範囲にわたる弾性固有周期帯で二次剛性による必要強度の低減効果が確認できる。また、同じタイプの地震動でも、地盤種別が軟弱になるほど弾性固有周期が長い領域における二次剛性による必要強度の低減効果が大きくなっている。このように入力地震動により必要強度低減効果の大きさと効果が期待できる弾性固有周期帯に違いがでる理由の一つとしては、入力地震動の特性、特に卓越周期と系の弾性固有周期との関係が考えられる。二次剛性により必要強度が低減する場合、前述したようにエネルギー一定則の成立が前提となる。しかし、エネルギー一定則は、経験的に系の弾性固有周期が地震動の卓越周期より短い場合に成立するとされ、逆の場合、すなわち、短周期成分が卓越する地震動や系の弾性固有周期が長い場合には、エネルギー一定則よりも変位一定則が成立しやすいと言われている<sup>7)</sup>。つまり、二次剛性による必要強度の低減効果は、短周期成分が多いタイプⅡ地震動よりもタイプⅠ地震動の方が、また、短周期成分が卓越するⅠ種地盤よりもⅢ種地盤の方が弾性固有周期が長い領域においても期待できるといえる。今回の解析でも、フーリエスペクトルにおいて長周期成分が卓越している地震動（例えば、津軽大橋記録など）では、系の弾性固有周期が長い領域（1.5s～2.0s 付近）でも、二次剛性による必要強度の低減効果が確認できるのに対し、フーリエスペクトルにおいて短周期成分が卓越する地震動（例えば、神戸海洋気象台記録など）では、系の弾性固有周期が長い領域（1.5s～2.0s 付近）では、低減効果が小さくなっている。

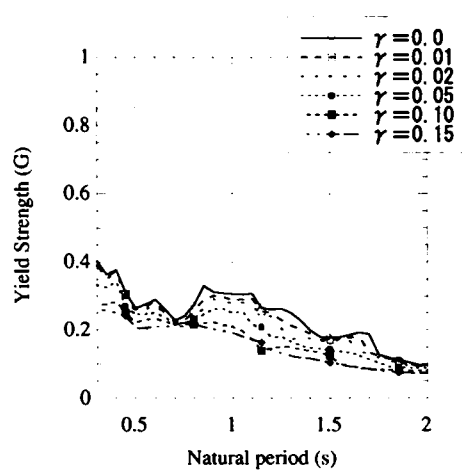
次に、図 3.12 に各地盤種別ごとにタイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動に対する必要強度、残留変位スペクトル（目標靱性率 5.0）の比較を示す。必要強度スペクトルについて見ると、全体的にタイプⅠ地震動では、弾性固有周期が長くなっても必要強度の大きさにあまり変化が見られない。特にⅡ種地盤やⅢ種地盤では弾性固有周期が長くなることにより必要強度が大きくなっている場合もある。これに対し、タイプⅡ地震動では、弾性固有周期が長くなることにより必要強度が大きく低減している。特に、Ⅰ種地盤では、弾性固有周期が 0.7 秒付近を越えると大きく必要強度が低減している。このような傾向により、同一地盤では、系の弾性固有周期が短い領域ではタイプⅡ地震



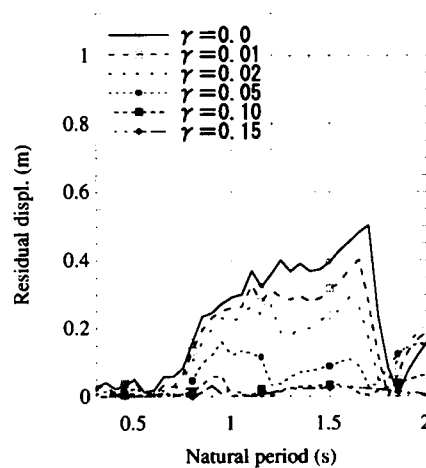
入力地震動



フーリエスペクトル



必要強度スペクトル



残留変位スペクトル

目標粘性率 5.0

図 3.6: 開北橋記録 LG 成分入力 (I 種地盤, タイプ I 地震動)



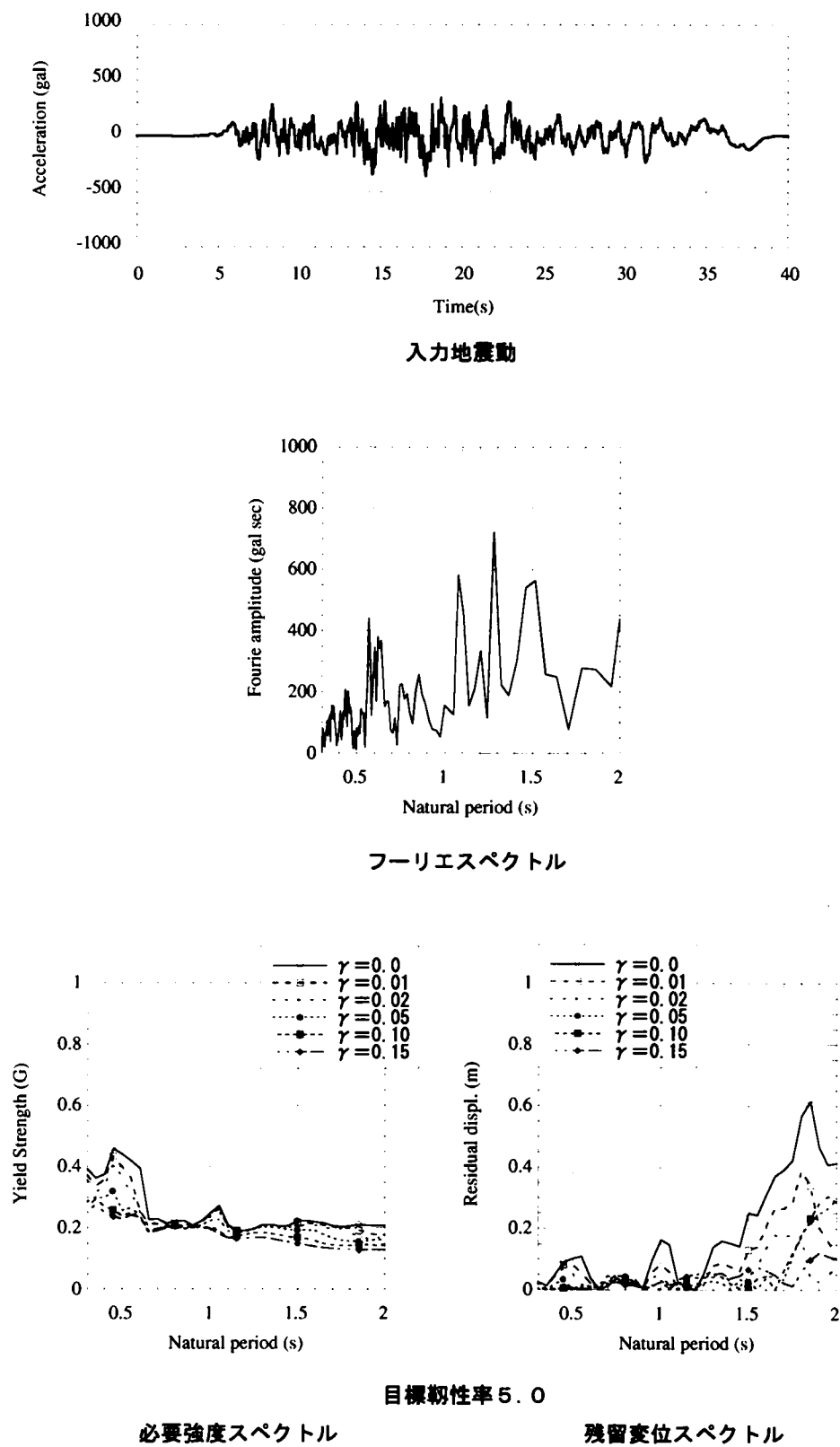
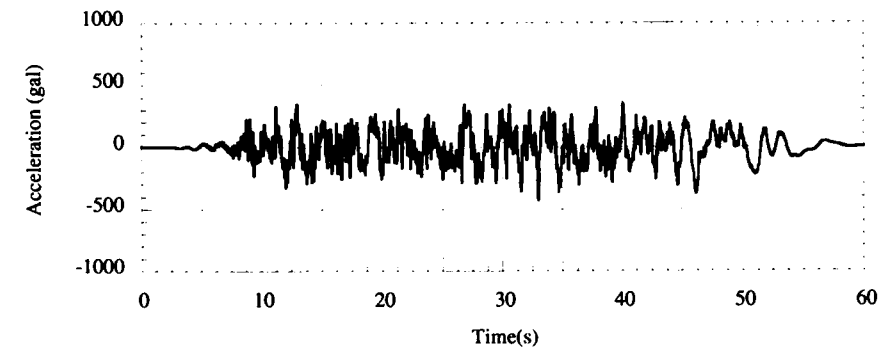
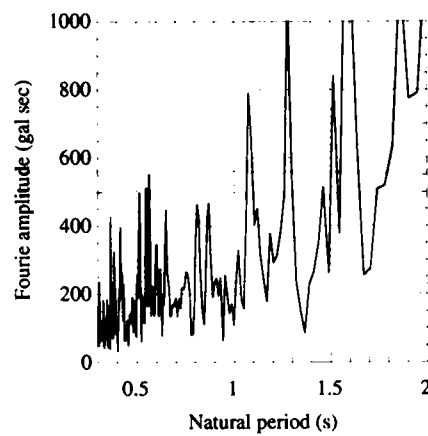


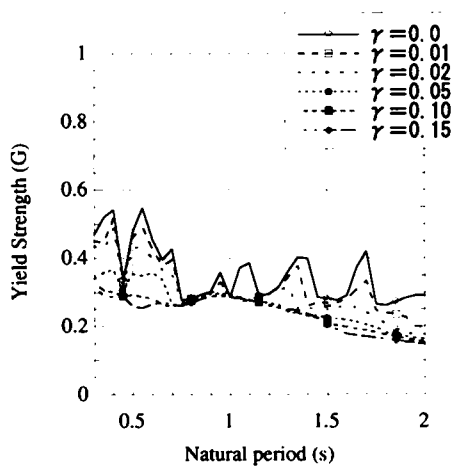
図 3.7: 板島橋記録 LG 成分入力 (Ⅱ種地盤, タイプ I 地震動)



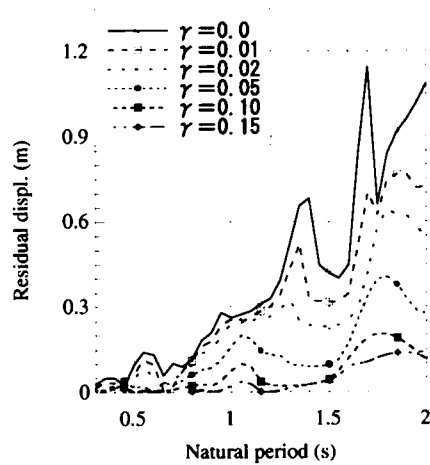
入力地震動



フーリエスペクトル



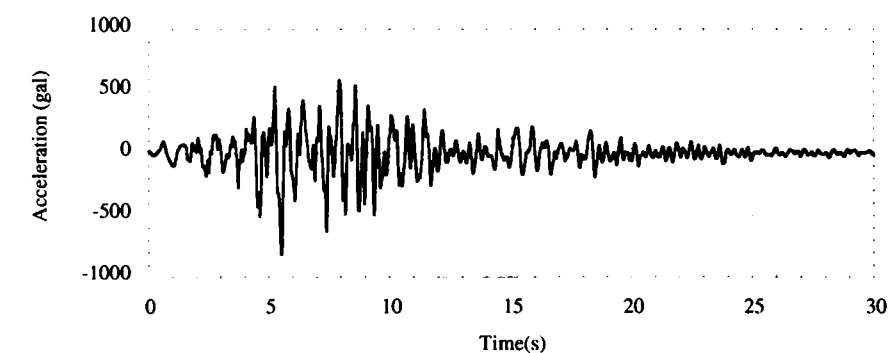
必要強度スペクトル



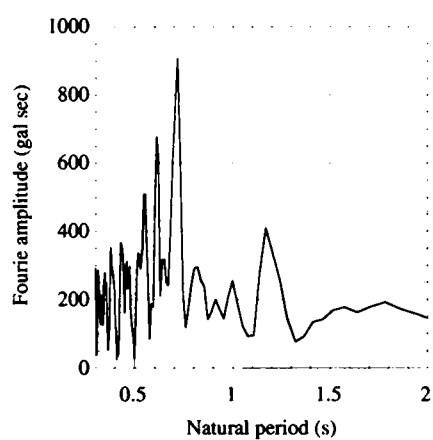
残留変位スペクトル

目標靱性率 5.0

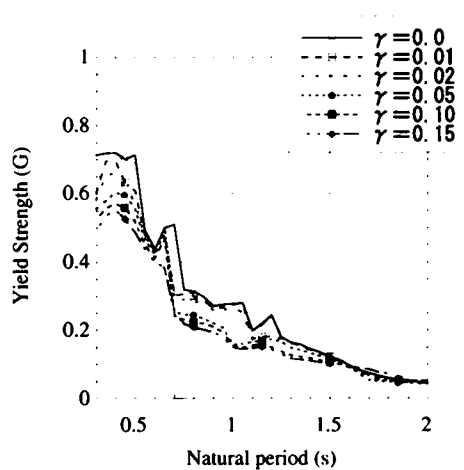
図 3.8: 津軽大橋記録 LG 成分入力 (Ⅲ種地盤, タイプ I 地震動)



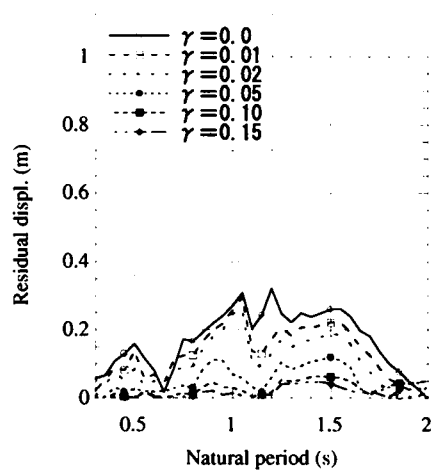
入力地震動



フーリエスペクトル



必要強度スペクトル



残留変位スペクトル

目標粘性率 5.0

図 3.9: 神戸海洋気象台記録 NS 成分入力 (I 種地盤, タイプ II 地震動)

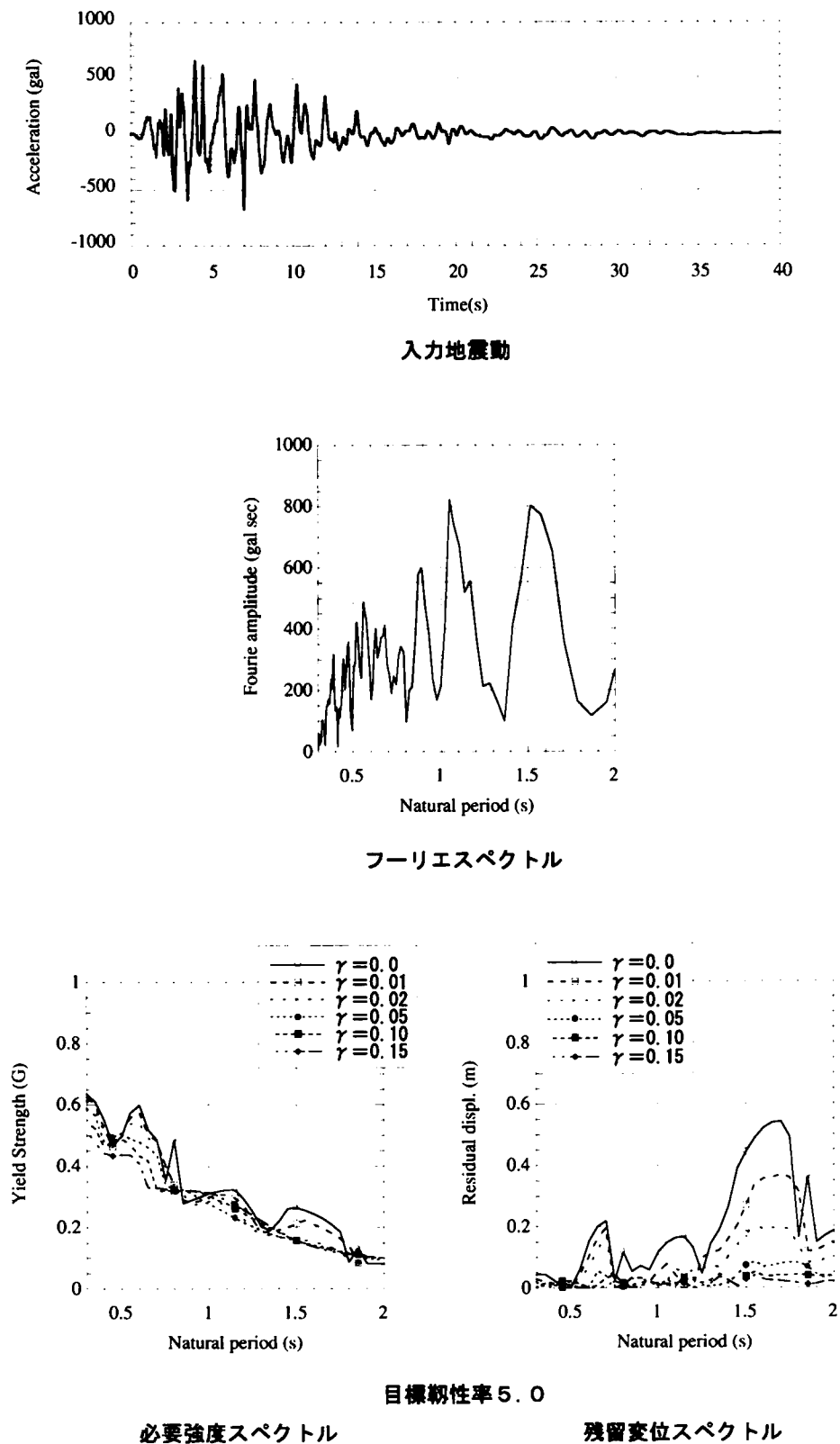
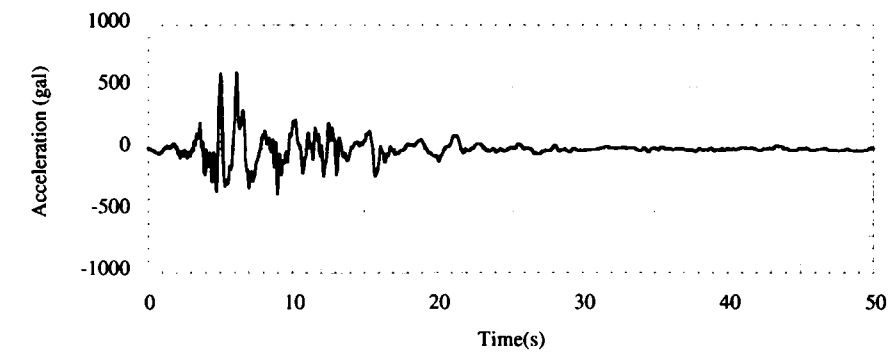
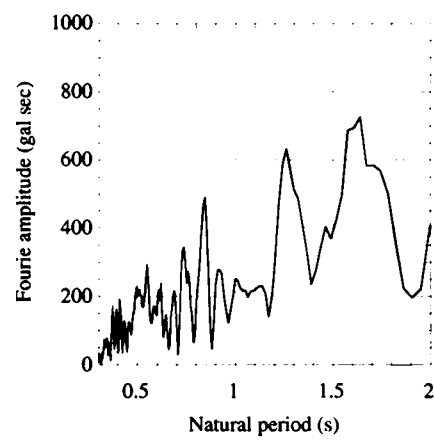


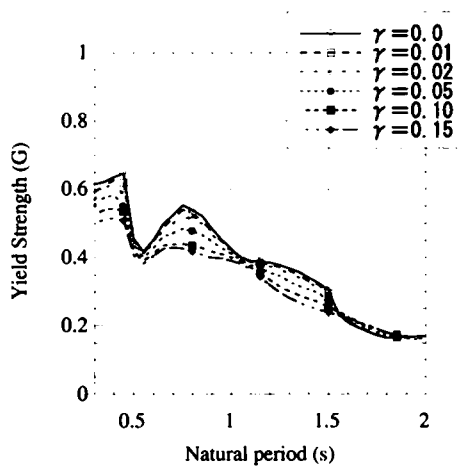
図 3.10: JR 鷹取駅記録 EW 成分入力 (Ⅱ種地盤, タイプⅡ地震動)



入力地震動

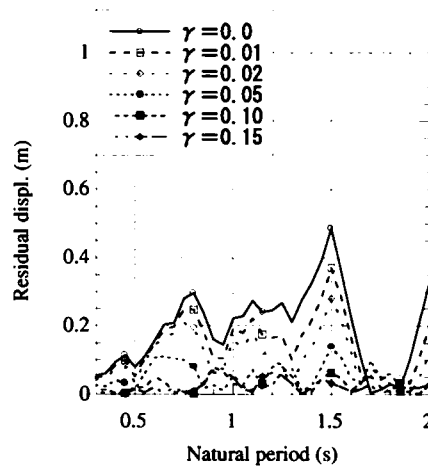


フーリエスペクトル



必要強度スペクトル

目標粘性率 5.0



残留変位スペクトル

図 3.11: 神戸ポートアイランド記録 EW 成分入力 (Ⅲ種地盤, タイプⅡ地震動)

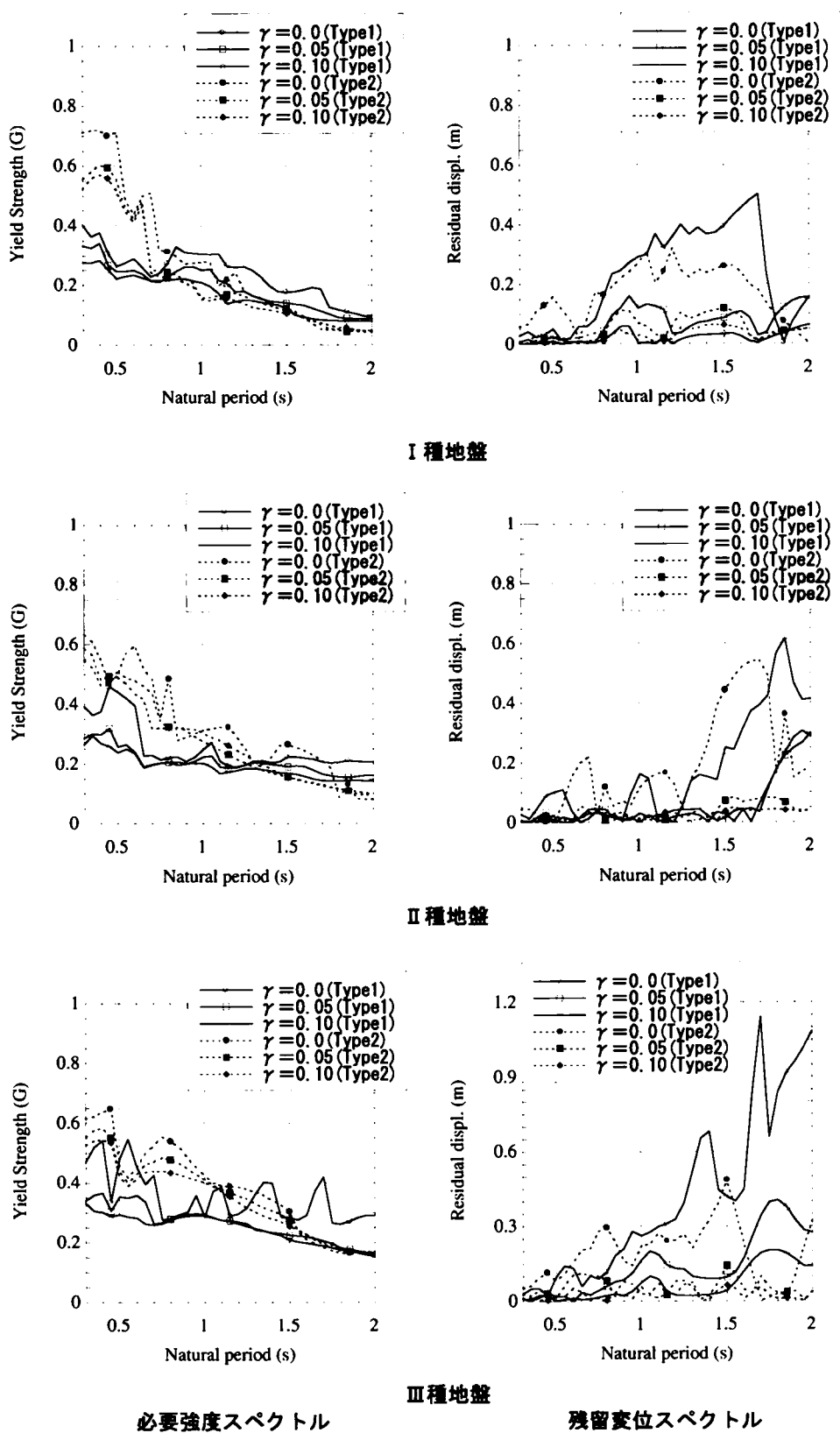


図 3.12: 同一地盤におけるタイプ I, タイプ II 地震動による必要強度, 残留変位の比較

動による必要強度が大きく、逆に、弾性固有周期が長い領域では、タイプⅠ地震動による必要強度が大きくなっている。ただし、前述したようにタイプⅠ地震動では、弾性固有周期が長い領域でも二次剛性による必要強度の低減効果が確認できる。つまり、必要強度の低減という点に着目すると、同一地盤条件下では、タイプⅡ地震動による必要強度は、系の弾性固有周期が長くなることにより大きな低減効果が期待でき、タイプⅠ地震動による必要強度がタイプⅡ地震動によるそれよりも大きくなるような領域では、二次剛性の付与による低減効果が期待できる。

次に、残留変位スペクトル全体について見ると、必要強度と同様に二次剛性による低減効果が全てのスペクトルにおいて確認できる。また、必要強度に比べ、残留変位については、入力地震動、弾性固有周期の相違に関わらず、概ね、二次剛性による残留変位の低減効果は安定して確認できる。タイプⅠ地震動における二次剛性を付与しない結果では、系の弾性固有周期が長くなると残留変位が著しく増加する傾向が見られるが、二次剛性を付与している結果では、系の弾性固有周期が長くなっても残留変位の増加は小さい。タイプⅡ地震動における結果でも、タイプⅠ地震動ほど残留変位は大きくないが、二次剛性による残留変位低減効果が確認できる。特に、二次剛性比を0.05程度付与した結果では、付与しない結果に比べ残留変位が半分程度にまで低減される傾向が全てのスペクトルで見られる。また、同一地盤におけるタイプ別の比較でも、全体的にタイプⅠ地震動による残留変位がタイプⅡ地震動によるそれを上回る傾向が確認できるが、二次剛性の付与によりタイプⅠ地震動の残留変位が大きく低減されるため、二次剛性を付与した結果では、両者の差が小さくなっていることが分かる。

## 3.5 二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方

### 3.5.1 RC 橋脚構造の二段階耐震設計

土木学会の「土木構造物の耐震基準等に関する提言」<sup>8),9)</sup>では、「耐震設計において想定する地震動として①構造物の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動強さ（レベル1地震動）、および②海洋型地震や直下型地震による地震動のように、供用期間中に発生する確率が低い地震動強さ（レベル2地震動）の二段階を考慮する」と記述されており、耐震設計の基本概念を二段階設計にすることが述べられている。その際、耐震性能は、構造物の重要度および想定する地震動の発生頻度等を総合的に考慮して決定され、レベル1地震動に対しては原則としてそれが作用しても構造物が損

傷しないことを要求している。またレベル2地震動に対しては、構造物が損傷を受けることを考慮してその損傷過程にまで立ち入って照査することを要求している。これをRC橋脚に当てはめると、レベル1地震動については、すべての構造物を対象とし損傷を発生させないことを原則とする、すなわち、地震時の動的応答が弾性限界を越えないことが要求される。また、レベル2地震動については、重要な構造物および早期に復旧が必要な構造物は、損傷が発生する、若しくは塑性変形が残留しても地震後、比較的早期に修復可能であることを原則とし、構造物の最大応答が許容される塑性変形もしくは極限耐力の限界を超えないことが要求される。

上記の提言を受けて、コンクリート標準示方書<sup>10)</sup>では、耐震設計について「耐震設計は、地震時の安全性を確保するとともに、人命の損失を生じさせるような壊滅的な損傷の発生を防ぐこと、および、地域住民の生活や生産活動に支障を与えるような機能の低下を極力抑制することを目標として行わなければならない。」と規定されている。

また、道路橋示方書<sup>1)</sup>では、橋の耐震性能を「重要度が標準的な橋（A種の橋）は、規模が小さく発生頻度の比較的高い地震動に対しては健全性を損なうことなく、また発生頻度は少ないが規模の大きな地震動に対しては致命的な被害を防止することを目標とする。そして重要度が特に高い橋（B種の橋）は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては健全性を損なうことなく、また橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対しては限定された損傷にとどめることを目標とする。」と規定している。

以上のような背景から、兵庫県南部地震以降、RC橋脚の耐震設計は、レベル1およびレベル2地震動のいずれについても検討する二段階設計が行われるようになった。レベル1地震動に対しては、地震時に構造部材に生じる応力度や変位が許容応力度法により与えられる許容応力度や許容変位内に収まること、すなわち、降伏状態を越えるような損傷を生じないような強度設計が採用されている。また、レベル2地震動に対しては、橋としての機能の回復をより速やかに行うために落橋が生じないように主構造部材の水平耐力が低下し始める状態よりも余裕をもった状態にある、つまり残留変位を算定しこれが許容変位内にあることを確認し、地震時に耐力が低下しないような靱性および変形性能を期待する設計が採用されている。

具体的には、レベル1地震動に対する耐震設計としては震度法が採用されている。震度法とは、橋脚の固有周期および地盤種別から得られる設計水平震度を用いて照査する方法であり、橋脚の降伏耐力とレベル1地震動による設計水平震度に等価重量を乗じたものを比較することによりレベル1地震動に対する照査を行う。これに対し、レ



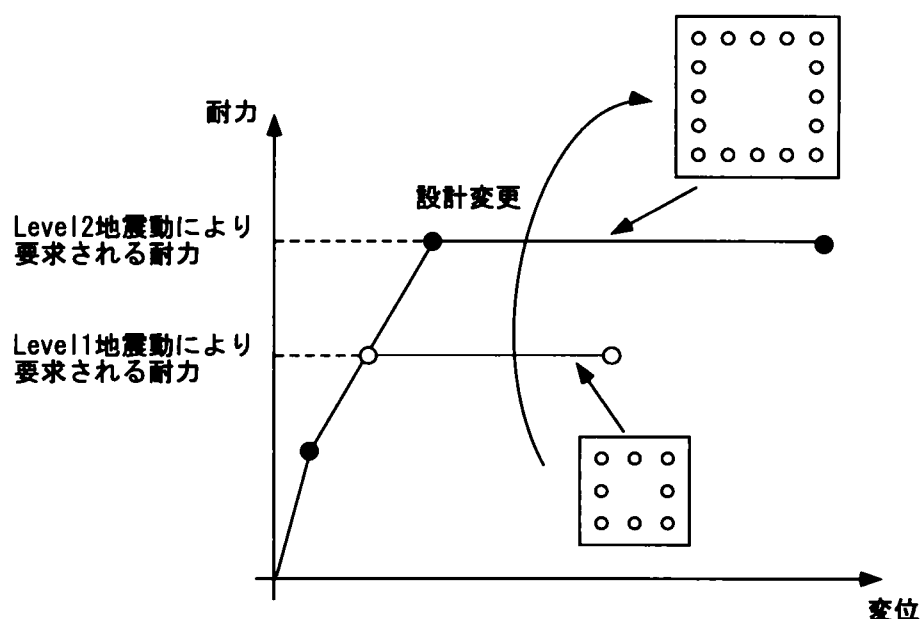


図 3.13: RC 橋脚構造の二段階耐震設計

レベル 2 地震動に対する耐震設計としては地震時保有水平耐力法が採用されている。地震時保有水平耐力法では、橋脚の固有周期、地盤種別から求めた設計水平震度と許容靱性率から、エネルギー一定則を介して得られる等価水平震度に等価重量を乗じたものと地震時の保有水平耐力である RC 橋脚の降伏耐力を比較する。つまり、二段階耐震設計では、震度法と地震時保有水平耐力法により要求される必要耐力、降伏耐力の大きさが異なることになり、多くの場合、レベル 2 地震動により要求される降伏耐力が大きいため、震度法により決定された橋脚断面は、地震時保有水平耐力法による照査を満足することができない。そのため、レベル 2 地震動により橋脚断面が再設計され、その大きさや鉄筋量が増加することにより、レベル 1 地震動に対しては過剰設計となる橋脚構造が設計されやすい。つまり、想定する地震動としては、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の二段階を考慮しているが、断面の決定はレベル 2 地震動のみによりなされていることになる。以上のことを示したものが、図 3.13 である。

### 3.5.2 二次剛性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の概念

前述したように RC 橋脚構造の二段階耐震設計では、想定地震動として二段階の地震動を設定しているが、断面の決定はレベル 2 地震動のみによりなされることが多い。その原因としては、レベル 2 地震動により橋脚構造に要求される性能、すなわち、必要強度や許容靱性率が高いことの他に、RC 橋脚構造がその復元力特性に二次剛性を持

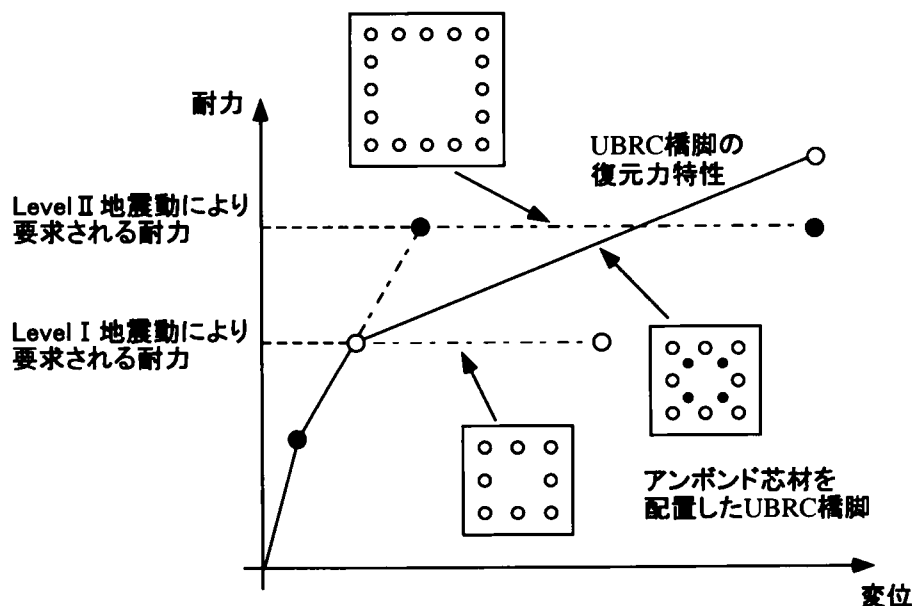


図 3.14: 二次剛性を利用した二段階耐震設計の概念

たないことが挙げられる。RC 橋脚構造では、橋脚断面内に配置される主鉄筋が降伏した後の耐力増加は期待できない。つまり、橋脚構造の降伏耐力が最大耐力となる。そのため、レベル2地震動で要求される大きな必要強度、降伏耐力を実現しようとする、レベル1地震動で設計された断面に比べ、その規模が大きくなる。

しかし、本研究で対象としている UBRC 橋脚構造のように、安定した二次剛性を有する橋脚構造の適用を想定すれば、二次剛性を利用した二段階耐震設計を実現できる可能性がある。まず、レベル1地震動に対して橋脚が降伏しない程度の耐力を降伏耐力として、通常の RC 橋脚断面を決定する。次に、その断面についてレベル2地震動により要求される耐震性能を有するように最大耐力を決定する。この時点で、橋脚の復元力特性として、降伏点と最大耐力点の二点を得られるようになる。そして、この二点を結ぶ直線を橋脚の二次剛性として復元力特性に付与することができれば、レベル2地震動に対する性能を有する橋脚を、レベル1地震動に対して降伏しない必要最小限の断面で、合理的かつ経済的に設計できる。つまり、レベル1地震動に対しては、通常の RC 構造として降伏耐力の大きさで、そして、レベル1地震動よりも大きな地震動に対しては二次剛性の大きさで要求される耐震性能を満たすことにより、橋脚構造の小規模化を図ることが基本的な設計概念となる。これらを簡易的に示したものが図 3.14 である。

二次剛性を利用した二段階耐震設計の概念は、安定した二次剛性を付与することにより橋脚構造に要求される降伏耐力、必要強度を低減し、橋脚構造の小規模化を図る

ことにある。したがって、付与すべき二次剛性の大きさと必要強度との関係を定量的に求めることが重要となる。橋脚構造の復元力特性への二次剛性の付与は、必要強度、残留変位スペクトルを用いた検討により橋脚構造の必要強度、残留変位に以下のような影響を与えることが明らかとなっている。

- 橋脚構造の復元力特性に二次剛性を付与することにより、その必要強度を低減することができる。ただし、二次剛性の発現による必要強度の低減効果は、長周期成分が多く含まれるタイプⅠ地震動やⅢ種地盤などの地震動に対しては、弾性固有周期が長い領域でも期待できる。
- タイプⅠ地震動により橋脚構造に要求される必要強度は、弾性固有周期が変化してもその大きさはあまり変化しない。これに対しタイプⅡ地震動による必要強度は、弾性固有周期が長くなることにより大きく低減される。そのため、系の弾性固有周期が長くなる領域では、タイプⅠ地震動による必要強度がタイプⅡ地震動によるそれを上回る場合がある。
- 橋脚構造における二次剛性の発現は、地震後の変形である残留変位の低減に極めて有効である。タイプⅠ地震動では、系の弾性固有周期が長くなると残留変位が著しく増加する傾向があるが、二次剛性の付与によりその増加を抑制することができる。

以上のようにまとめられる二次剛性や弾性固有周期、入力地震動の変化が橋脚構造の必要性能、残留変位に与える影響を考慮すると以下のようなUBRC橋脚構造の二段階耐震設計法が提案できる。図 3.15 に入力地震動の特性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計を示す。

- タイプⅡ地震動やⅠ種地盤の地震動のように短周期成分を多く含む地震動に対しては、橋脚構造の小規模化、断面縮小により橋脚構造の初期剛性を低下させ、弾性固有周期を長周期化させることにより必要強度を低減する。
- 橋脚構造の小規模化に伴う初期剛性の低下、弾性固有周期の長周期化により、タイプⅠ地震動により要求される必要強度、地震時応答が大きくなる場合は、二次剛性の付与によりそれを低減する。
- 橋脚構造の小規模化に伴う初期剛性の低下、弾性固有周期の長周期化により残留変位が増加する場合は、二次剛性を付与することによりそれを低減する。

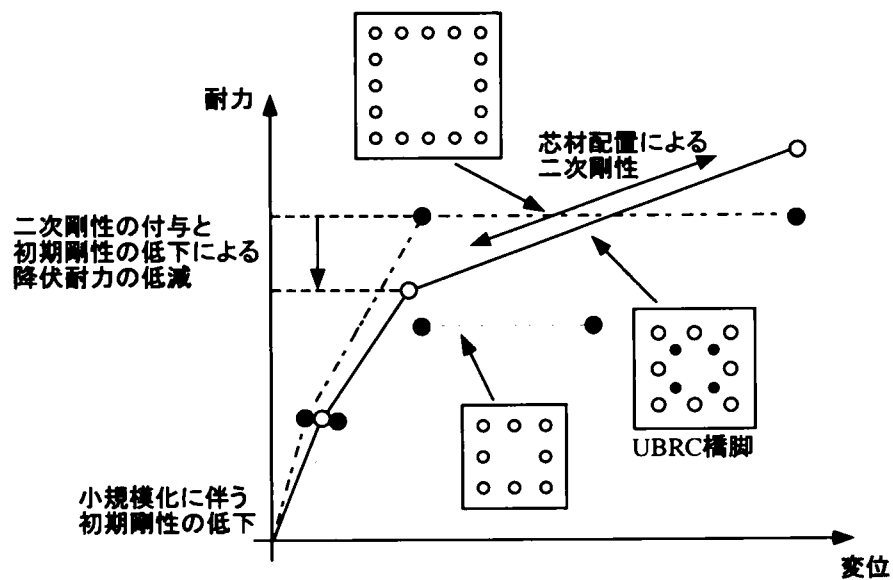
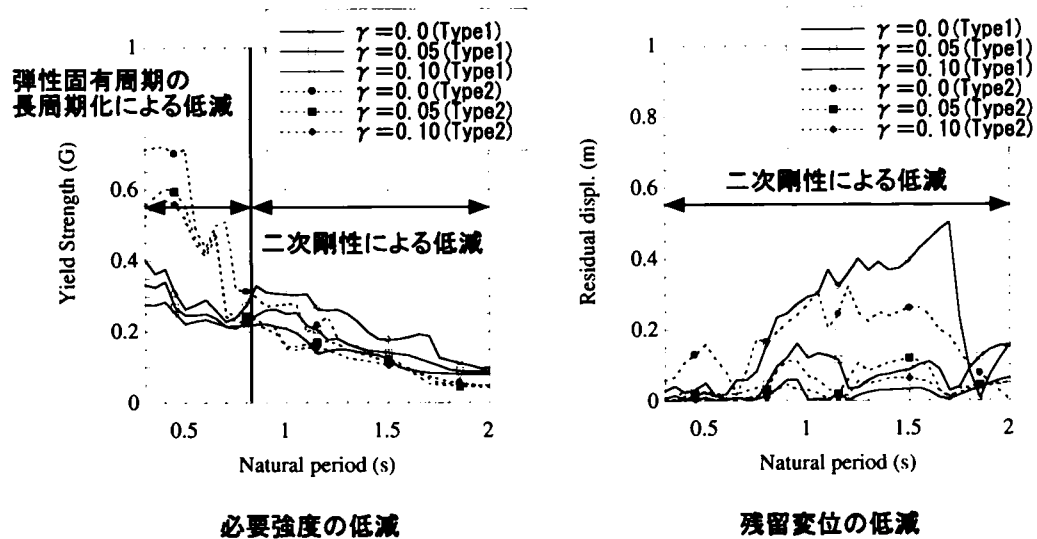


図 3.15: 入力地震動の特性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計

- 橋脚構造の小規模化の限界は、レベル1地震動で橋脚構造の損傷が塑性域にまで達しない程度、すなわち、震度法により要求される必要強度を満足する断面の規模までとする。

入力地震動の特性と二次剛性を有する UBRC 橋脚の構造特性を積極的に利用した耐震設計を実現することができれば、従来の RC 橋脚に比べより経済的な設計を行うことができる可能性がある。

### 3.5.3 橋脚構造の小規模化の意義

土木構造物は、UBRC 構造を適用することにより橋脚断面を小さくすることができる可能性がある橋梁も含め、その規模は大規模であり施工時における多くの労力・費用・時間が必要となる。そのため土木構造物の建設では、これらをできるだけ抑えることが要求されるわけであるが、土木構造物の多くは、供用期間が長い上に公共性が高いため、長期間にわたり高いレベルの品質が求められる。つまり、性能の低下を伴わずに経済的に優れている構造物を開発することが重要となる。

このことを橋梁の耐震設計に当てはめて考えると、下部構造である橋脚部分を二段階耐震設計法で要求される性能を満たしつつ、小規模化することが経済的に橋梁を建設する上で必要であることがわかる。橋脚の小規模化は以下のような利点を持つ。

- コンクリートや鉄筋量などを節約できる。特に、鉄道構造物などの鉄筋量が多い構造では、鉄筋量の減少は、施工性の向上においても有利である。
- 施工時における橋脚の型枠、材料費などの節約が実現され、橋脚建設時のコストを低減し、施工性を向上させることができる。
- 橋脚躯体の重量が低減されるため、地震時に基礎部に作用する慣性力が小さくなり、基礎の設計に有利となる。
- 橋脚構造の美観性を高めることができる。

## 3.6 まとめ

本章では、UBRC 橋脚構造の特徴である安定した二次剛性を二段階耐震設計で利用することを目的として、まず、二次剛性が橋脚構造の必要強度、残留変位に与える影響

を二次剛性を考慮した必要強度、残留変位スペクトルを用いて検討した。そして、その検討結果を基に、二次剛性を利用した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計を提案した。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- 橋脚構造の復元力特性に二次剛性を付与することにより、その必要強度を低減することができる。ただし、二次剛性による必要強度の低減効果は、エネルギー一定則が成立しやすいとされている長周期成分が多く含まれるタイプⅠ地震動やⅢ種地盤などの地震動において広い弾性固有周期帯で現れる。逆に、短周期成分が卓越するようなタイプⅡ地震動やⅠ種地盤などの地震動では、弾性固有周期が比較的、短い範囲内で期待できる。
- タイプⅠ地震動により橋脚構造に要求される必要強度は、弾性固有周期が変化してもその大きさはあまり変化しない。これに対しタイプⅡ地震動による必要強度は、弾性固有周期が長くなることにより大きく低減される。
- 橋脚構造における二次剛性の発現は、橋脚構造に残留する変形の低減に極めて有効である。タイプⅠ地震動では、系の弾性固有周期が長くなると残留変位が著しく増加する傾向があるが、二次剛性の付与によりその増加を抑制することができる。
- 二次剛性が橋脚構造の必要強度、残留変位に与える影響は、目標靱性率を大きく設定するほど大きくなる。
- 二次剛性を考慮した必要強度、残留変位スペクトルを用いた検討結果を基に、以下のような二次剛性を利用した二段階耐震設計の概念を提案した。タイプⅡ地震動やⅠ種地盤の地震動のように短周期成分を多く含む地震動に対しては、橋脚構造の小規模化、断面縮小により橋脚構造の初期剛性を低下させ、弾性固有周期を長周期化させることにより必要強度を低減する。また、橋脚構造の小規模化に伴い初期剛性が低下し、タイプⅠ地震動により要求される必要強度、地震時応答が大きくなる場合は、二次剛性の付与によりそれを低減する。さらに、橋脚構造の小規模化による残留変位の増加は、二次剛性を付与することによりそれを低減する。また、この時、橋脚構造の断面は、震度法により要求される必要強度を満足する断面の規模以上とする。
- 小規模橋脚断面にアンボンド芯材を配置することにより、初期剛性が小さい、すなわち、弾性固有周期が長く、かつ、安定した二次剛性を有する UBRC 橋脚構造

を実現できれば、二次剛性を利用した二段階耐震設計を実現でき、レベル1地震動、及び、レベル2・タイプⅠ、Ⅱ地震動に対する耐震性能を有する橋脚構造をRC橋脚構造を適用する場合に比べ、合理的に実現できる可能性がある。

## 参 考 文 献

- (1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年
- (2) 川島一彦，Gregory A.MACRAE，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501 Vol.I-29, pp183-192, 1994年10月
- (3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年
- (4) 三上卓，家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 48A, pp.619-629, 2002年3月
- (5) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価，第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.399-404, 2002年
- (6) 尾山靖史，矢部正明：剛性低下型バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討，第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.263-270, 1998年
- (7) 柴田明德：最新 耐震構造解析，森北出版
- (8) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，土木学会誌，Vol.80, No.7, 1995年
- (9) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言，土木学会誌，Vol.81, No.2, 1996年
- (10) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編，平成8年



## 第4章 UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計への適用

### 4.1 概説

前章までにおいて、UBRC 橋脚構造の特徴と二次剛性を用いた二段階耐震設計の考え方について整理した。その結果、UBRC 橋脚構造では、芯材の配置により RC 橋脚構造では実現不可能である安定した正の二次剛性をその復元力特性に付与できること、また、その大きさを芯材の配置法や付着特性を変化させることにより制御できることが明らかとなっている。さらに、二次剛性をパラメータに加えた必要強度、残留変位スペクトルを用いた検討から、UBRC 橋脚構造を適用することにより、二段階耐震設計基準を満足する橋脚構造を合理的に実現できる可能性が得られた。

そこで、本研究では、前章までの知見を用いて、UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計への適用について検討する。ここでは、まず、UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の流れについて整理する。そして、その流れに基づき道路橋 RC 橋脚を対象として、小規模断面を有する UBRC 橋脚構造を試設計する。さらに、試設計した UBRC 橋脚構造と対象とした RC 橋脚構造の実験用供試体を作成し、それらに対し、正負交番載荷実験、並びに、二段階の地震動を入力するハイブリッド地震応答実験を行い、その基本的な構造特性や地震時性能について評価、比較する。また、試設計した UBRC 橋脚構造と対象とした RC 橋脚構造の建設費を概算し、UBRC 橋脚構造を道路橋橋脚に適用することの経済面における意義について述べる。

### 4.2 UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の流れ

二段階耐震設計では、レベル 1 地震動に対しては、橋脚構造が降伏しない程度の損傷であることが求められる。また、レベル 2 地震動に対しては、橋脚構造の損傷は、終局変位内であり限られたものであること、また、残留変位は橋脚高さの  $1/100$  以内で早期に修復可能な大きさであることが求められる。つまり、レベル 1 地震動に対して

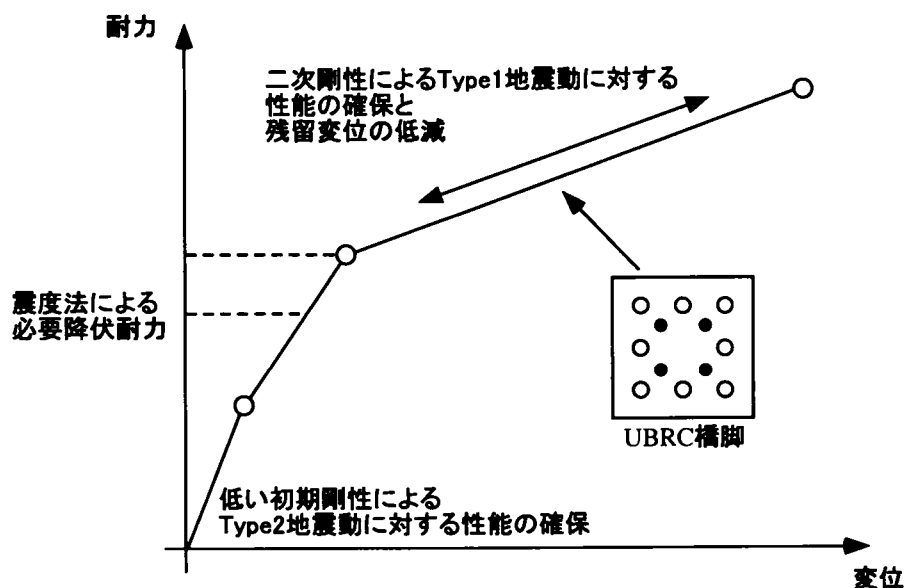


図 4.1: UBRC 橋脚構造の設計概念

は、降伏耐力が高いこと、また、レベル 2 地震動に対しては、靱性に富み、かつ、地震時の変形が終局状態にまで至らない程度の降伏耐力、最大耐力と残留変位低減性能がその安全性となる。以上の点と前章までの知見を踏まえると UBRC 橋脚構造の設計概念は以下のようにまとめられる（図 4.1）。

- UBRC 橋脚構造の芯材配置前の断面を小規模化することにより、橋脚構造の初期剛性を低くし、タイプ II 地震動などの短周期成分が卓越する地震動に対する必要性能を低減する。
- 芯材を配置し安定した二次剛性を橋脚構造に付与することにより、タイプ I 地震動などの長周期成分が卓越する地震動に対する必要性能を低減する。
- 芯材を配置し安定した二次剛性を橋脚構造に付与することにより、レベル 2 地震動で発生する残留変位の低減を行う。
- 芯材を配置しない断面で、レベル 1 地震動で降伏しない程度の降伏耐力を実現し、レベル 1 地震動に対する性能を確保する。

本研究では、前述したような概念に基づき小規模断面を有する UBRC 橋脚の二段階耐震設計を以下に示すような流れに従って行う。

- 対象とする道路橋 RC 橋脚を選定する。

- 対象とした RC 橋脚の縮小断面橋脚を設計し、それらの耐震性能について震度法、地震時保有水平耐力法による照査を行う。また、試設計した縮小断面 RC 橋脚の強度-変位関係を道路橋示方書<sup>1)</sup>に示される手法により求め、弾性固有周期や降伏耐力、強度、終局靱性率などを求める。
- 二次剛性を考慮した必要強度スペクトルと縮小断面橋脚の弾性固有周期、終局靱性率から、レベル 2 地震動に対して縮小断面橋脚が有すべき、降伏耐力、二次剛性などの必要性能（P- $\Delta$  関係）を決定する。
- 各縮小断面 RC 橋脚に芯材パラメータ（配置位置、量、長さ）を変えたパラメトリック解析を行い、その結果（P- $\Delta$  関係）から、必要性能（降伏耐力、二次剛性）を満足できる芯材配置を決定し、小規模断面 UBRC 橋脚を設計する。

## 4.3 対象 RC 橋脚について

本研究で対象とした 5 スパン連続桁道路橋を図 4.2 に示す。この道路橋では、上部工として 5 スパン連続鋼 I 桁を使用している。本研究では、図 4.2 における橋脚のうち、左から 2 本目の橋脚を対象とし、その橋軸直角方向の耐震性能について検討を行う。図 4.3 に対象とした RC 橋脚の配筋図と断面図を示す。この橋脚は、一辺が 2.4m の正方形断面を有しており、慣性力作用点までの橋脚高さはせん断スパン比が 4.0 となる 9.6m である。また、RC 橋脚が支持する上部工重量は、鋼 I 桁を想定した約 5000kN である。RC 橋脚断面では、軸方向鉄筋として SD345 D34 の鉄筋が 72 本、用いられており、横拘束筋としては、SD345 D19 の鉄筋が橋脚高さ方向に 0.3m 間隔で配置されている<sup>2)</sup>。なお、橋脚が設置されている地盤は、道路橋示方書による I 種地盤であるとした。

## 4.4 縮小断面 RC 橋脚の試設計

### 4.4.1 縮小断面の決定

本研究では、まず、小規模 RC 橋脚の断面を、前述した対象 RC 橋脚（以下、100%RC 橋脚と呼ぶ）の断面を縮小することにより設計した。ただし、断面の縮小に際しては以下の条件を満たすように行った。

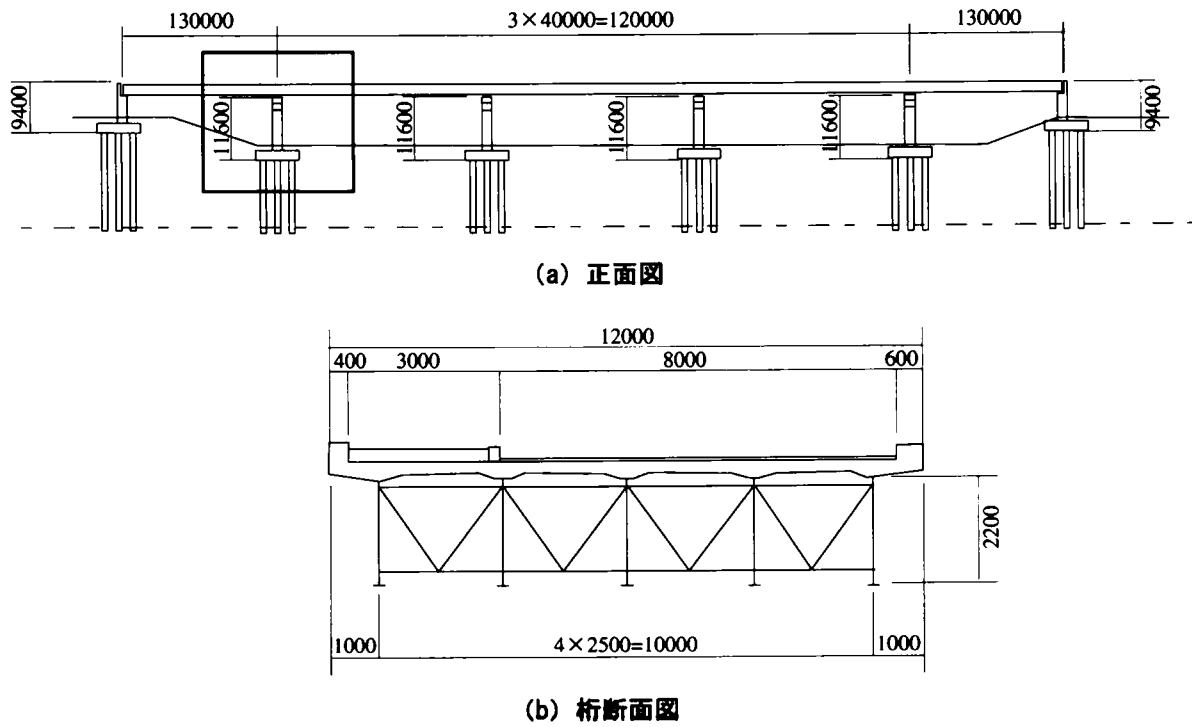


図 4.2: 対象連続桁橋

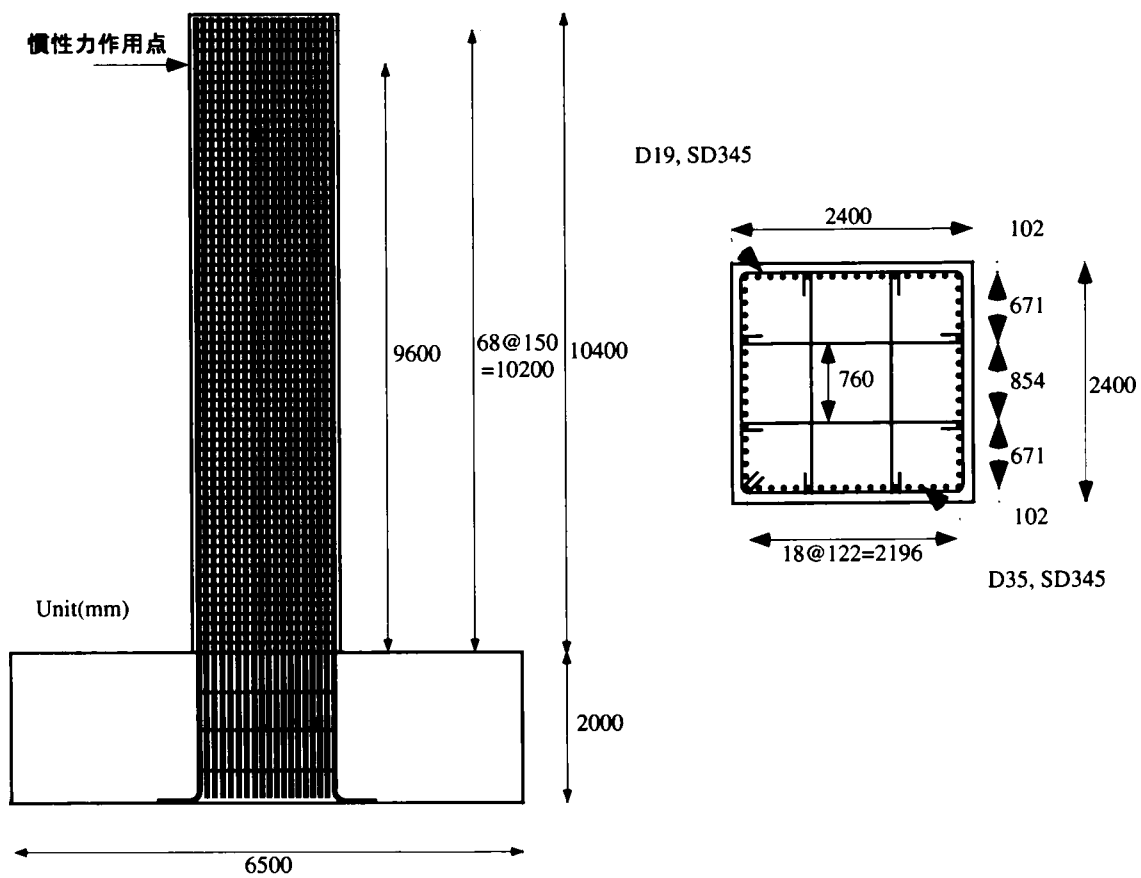


図 4.3: 対象 RC 道路橋橋脚

表 4.1: 縮小 RC 橋脚の諸量

縮小断面橋脚	100%	91%	81%	72%	60%	49%	42%	36%
弾性固有周期 (s)	0.46	0.52	0.57	0.64	0.76	0.94	1.07	1.27
降伏強度 (G)	0.73	0.63	0.56	0.47	0.37	0.28	0.24	0.18
終局靱性率	8.34	7.80	7.10	6.50	5.10	4.40	3.70	3.60

1. 主鉄筋は、100%橋脚と同じ SD345, D35 を用いる.
2. 単位断面積当たりの主鉄筋量（鉄筋比）を 100%橋脚と同じにする.
3. 主鉄筋の配置は一段配筋で統一し、鉄筋間隔とかぶりコンクリートの厚さの比を 100%橋脚と一致させる.

本研究では、この条件に基づき、断面積比が 91%, 81%, 72%, 60%, 49%, 42%, 36%（辺長比 95 %・90 %・85 %・75 %・70 %・65 %・60 %）の RC 橋脚断面を設計した。図 4.4 に各縮小断面を示す。

図 4.5 に道路橋示方書による手法に基づいて算定したそれぞれの橋脚の強度-変位関係を示す。また、表 4.1 に各橋脚の弾性固有周期、降伏強度、終局靱性率の値を示す。なお、強度の算出に用いた上部工質量は、橋脚の断面を縮小しても支持する上部工は 100%RC 橋脚と同様であるので、すべての橋脚において 5000kN を用いた。

各縮小断面橋脚の特性は、断面積が大きいほど降伏強度が大きくなっており、橋脚の初期剛性も大きくなっている。これに対し、断面積が小さい橋脚では、降伏強度、初期剛性が小さくなっている。そのため、降伏変位が大きくなり、見かけの終局靱性率は断面積が小さい橋脚ほど小さくなっている。つまり、RC 橋脚の降伏強度、耐力の大きさが断面の規模、大きさに依存していることが分かる。

#### 4.4.2 震度法による縮小断面 RC 橋脚の性能評価

道路橋示方書<sup>1)</sup>では、レベル 1 地震動に対する性能照査法として震度法が規定されている。震度法に用いる設計水平震度  $k_h$  は、以下のように定められている。また、設計水平震度の標準値は、我が国で得られた強震記録 394 成分から作成された図 4.6 に示すようなスペクトルにより定められている。

$$k_h = c_z k_{h0} \quad (4.1)$$

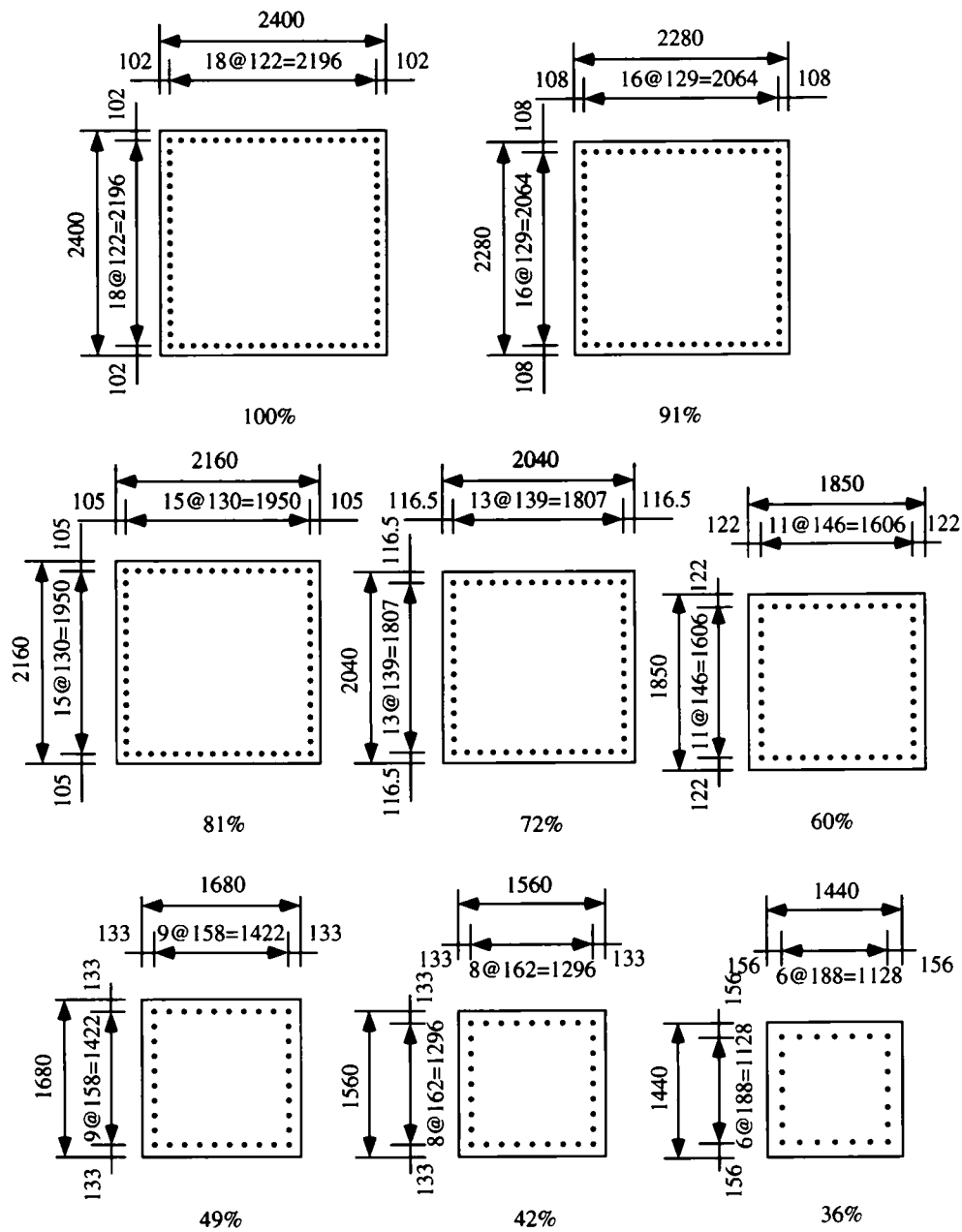


図 4.4: 縮小 RC 橋脚断面図

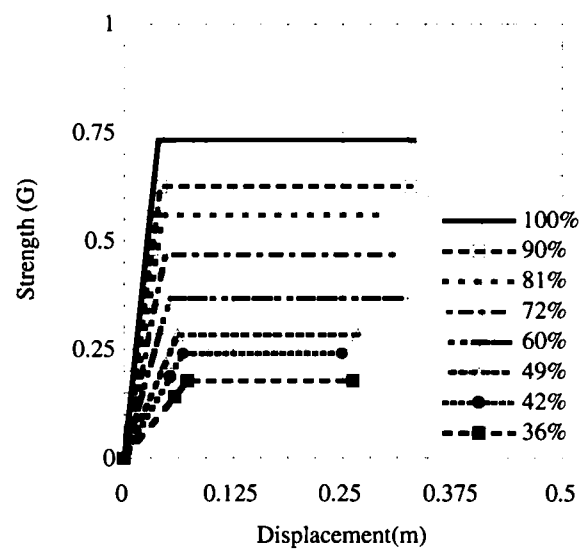


図 4.5: 縮小 RC 橋脚断面図

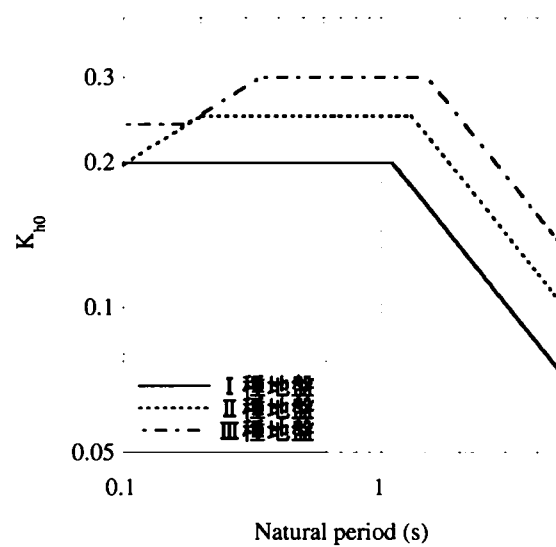


図 4.6: 震度法に用いる設計水平震度の標準値

表 4.2: 震度法による縮小断面 RC 橋脚の照査

縮小断面橋脚	100%	91%	81%	72%	60%	49%	42%	36%
設計水平震度	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.18
必要降伏耐力 (kN)	1090	1082	1073	1064	1054	1044	1038	910
降伏耐力 (kN)	3650	3150	2800	2350	1850	1400	1200	900
判定	○	○	○	○	○	○	○	×

$k_h$  : 震度法に用いる設計水平震度

$k_{h0}$  : 震度法に用いる設計水平震度の標準値

$c_z$  : 地域別補正係数

設計水平震度スペクトルと上式により決定された設計水平震度  $k_h$  を用いて、以下のような式によって安全性を照査する。つまり、RC 橋脚の降伏耐力とレベル 1 地震時に作用すると考えられる慣性力を比較することによりその安全性が照査される。

$$P \geq k_h W \quad (4.2)$$

$P(kN)$  : 橋脚の水平耐力

$W(kN)$  : 等価重量（上部工重量に橋脚躯体重量の半分を加えたもの）

本研究では、試設計した縮小断面橋脚の I 種地盤におけるレベル 1 地震動に対する安全性、耐震性能評価を前述した震度法により行った。震度法による照査における、設計水平震度や降伏耐力は、試設計した縮小断面 RC 橋脚の諸量を用いて算出している。なお、設計水平震度の算定に用いた固有周期は、弾性固有周期を用いた。照査結果を表 4.2 に示す。

照査結果より、震度法により要求される必要降伏耐力よりも橋脚の降伏耐力が小さい橋脚は 36%RC 橋脚のみであることが分かる。つまり、試設計した縮小橋脚の中でレベル 1 地震動に対する安全性を満足する最小の断面は 42%RC 橋脚断面であることが分かる。

#### 4.4.3 地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の性能評価

道路橋示方書<sup>1)</sup>では、レベル 2 地震動に対する橋脚の照査法として地震時保有水平耐力法が規定されている。レベル 2 地震動に対する安全性の判定は、橋脚が地震時に



保有する水平耐力と地震後の残留変位について定められており、その基準は以下のようである。

$$P_a \geq k_{he} W \quad (4.3)$$

$$\Delta_R \leq \Delta_{Ra} \quad (4.4)$$

- $P_a$  : 橋脚の地震時保有水平耐力 ( $kN$ )  
 $k_{he}$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度  
 $W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 ( $kN$ )  
 $\Delta_R$  : 橋脚の残留変位 ( $m$ )  
 $\Delta_{Ra}$  : 橋脚の許容残留変位 ( $m$ ) で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100

等価水平震度  $k_{he}$  は、エネルギー一定則に基づき、橋脚の許容塑性率  $\mu_a$  に応じて次式により算出される。この際、設計水平震度は、図 4.7 に示すような関東地震など東京周辺で生じた地震動に基づき作成されたタイプ I 地震動の設計スペクトル、また、兵庫県南部地震で観測された地震動より作成されたタイプ II 地震動の設計スペクトルにより決定される。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (4.5)$$

- $k_{he}$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度  
 $k_{hc}$  : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度  
 $\mu_a$  : 橋脚の許容塑性率

また、残留変位  $\Delta_R$  は、完全弾塑性モデルにおける幾何学的関係から求められる可能最大残留変位に残留変位補正係数を乗ずることにより算出される。

$$\Delta_R = c_R(\mu_R - 1)(1 - \gamma)\Delta_y \quad (4.6)$$

- $c_R$  : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚では 0.6  
 $\mu_R$  : 橋脚の応答塑性率  
 $\gamma$  : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では 0

ただし  $\mu_R$  は、次式により算出される。

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{k_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4.7)$$

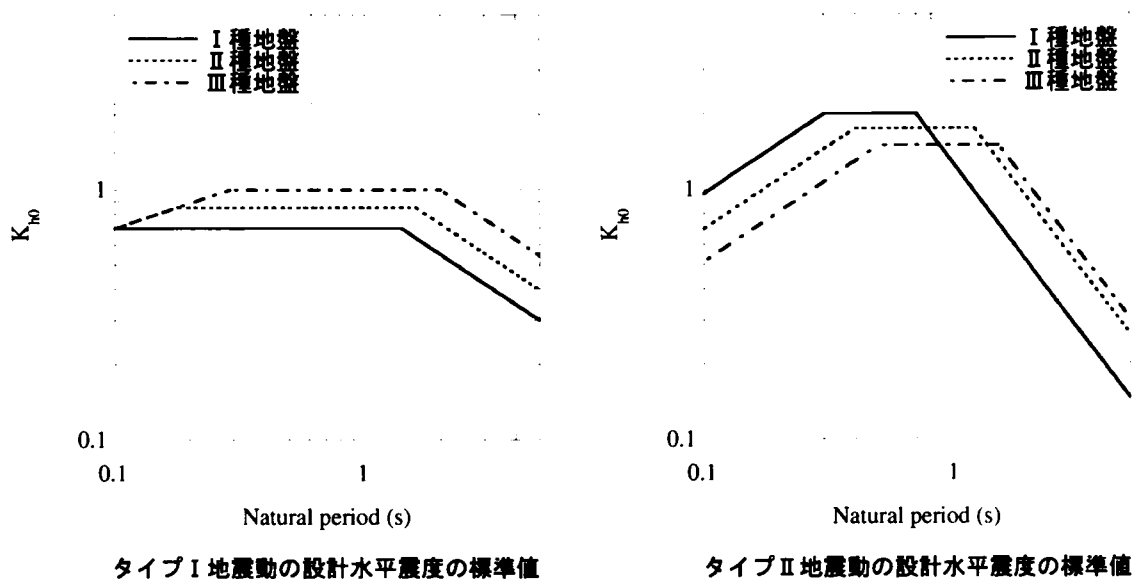


図 4.7: 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値

表 4.3: 地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の照査（タイプ I 地震動）

縮小断面橋脚	100%	91%	81%	72%	60%	49%	42%	36%
設計水平震度	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
等価水平震度	0.18	0.18	0.20	0.20	0.23	0.25	0.28	0.28
必要降伏耐力 (kN)	963	991	1058	1076	1216	1308	1436	1451
降伏耐力 (kN)	3650	3150	2800	2350	1850	1400	1200	900
判定	○	○	○	○	○	○	×	×
残留変位 (m)	0.001	0.006	0.011	0.021	0.046	0.106	0.164	0.327
許容残留変位 (m)	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096
判定	○	○	○	○	○	×	×	×

本研究では、試設計した縮小断面橋脚の I 種地盤におけるレベル 2 地震動に対する安全性、耐震性能評価を前述した地震時保有水平耐力法により行った。地震時保有水平耐力法による照査における、設計水平震度や降伏耐力は、前述した縮小断面 RC 橋脚の諸量を用いて算出している。なお、設計水平震度の算定に用いた固有周期は、弾性固有周期を用いた。照査結果を表 4.3、表 4.4 に示す。

タイプ I 地震動に対する照査結果では、100%~60%RC 橋脚までの断面が必要降伏耐力と残留変位の照査を満たしていることが分かる。これに対し、タイプ II 地震動に対する照査結果では、必要降伏耐力の照査を満たしているものは 91%RC 橋脚までであり、残留変位の照査を満たしている橋脚は 100%RC 橋脚のみとなっている。つまり、タ

表 4.4: 地震時保有水平耐力法による縮小断面 RC 橋脚の照査 (タイプ II 地震動)

縮小断面橋脚	100%	91%	81%	72%	60%	49%	42%	36%
設計水平震度	2.0	2.0	2.0	2.0	1.79	1.34	1.13	0.90
等価水平震度	0.51	0.52	0.56	0.58	0.59	0.48	0.44	0.36
必要降伏耐力 (kN)	2753	2831	3023	3074	3110	2504	2317	1865
降伏耐力 (kN)	3650	3150	2800	2350	1850	1400	1200	900
判定	○	○	×	×	×	×	×	×
残留変位 (m)	0.094	0.136	0.185	0.275	0.491	0.585	0.605	0.680
許容残留変位 (m)	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096
判定	○	×	×	×	×	×	×	×

タイプ I, II 地震動に対する地震時保有水平耐力法の照査を全て満たす橋脚は 100%RC 橋脚のみであることが分かる。

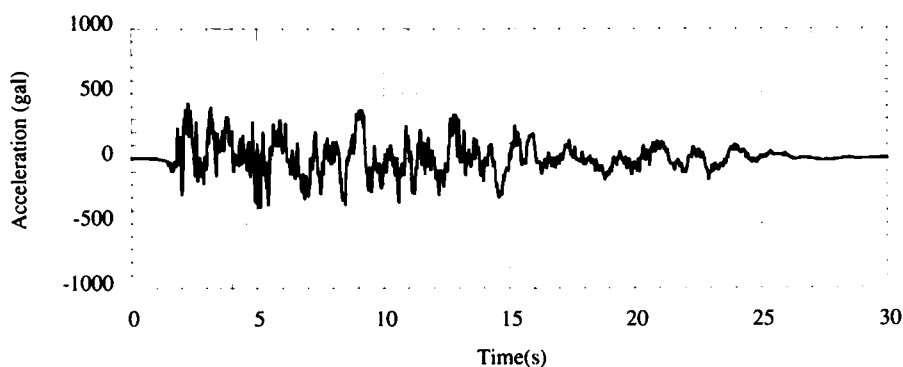
震度法の照査を満たす最小の断面は、42%RC 橋脚であったが、地震時保有水平耐力法の照査を満たす断面は、100%RC 橋脚のみであった。これは、二段階耐震設計で設計された RC 橋脚の断面がレベル 2 地震動によりその大きさ、規模が決まり、レベル 1 地震動に対しては、過剰設計になっていることを示す一例であると考えることができる。

## 4.5 小規模断面を有する UBRC 橋脚の設計

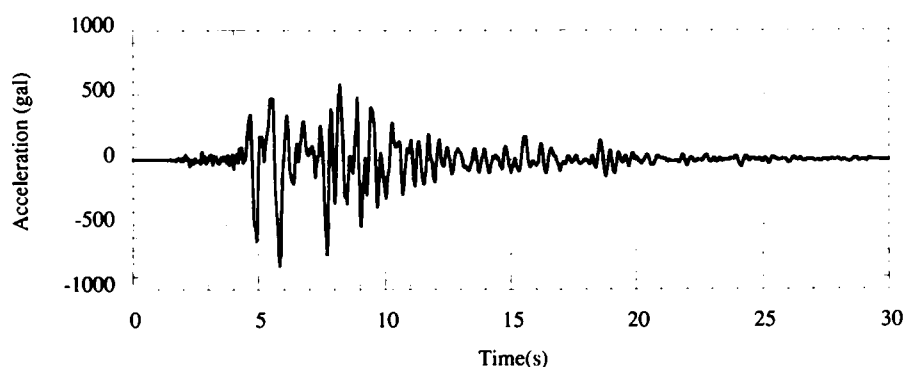
本研究では、二次剛性を考慮して作成された必要強度スペクトルを用いて小規模断面を有する UBRC 橋脚の設計を行う。ここでは、まず、前節において試設計した縮小断面 RC 橋脚の諸量である弾性固有周期と終局靱性率を用いて、必要強度スペクトルから小規模断面 UBRC 橋脚が有すべき降伏耐力、二次剛性などの P- $\Delta$  関係を求める。そして、求められた降伏耐力、二次剛性 (P- $\Delta$  関係) を実現できるような縮小断面 RC 橋脚における芯材配置をパラメトリック解析により決定する。

### 4.5.1 必要強度スペクトルによる小規模断面の必要性能の決定

小規模断面 UBRC 橋脚の試設計において用いた必要強度スペクトルは、対象としている道路橋 RC 橋脚が I 種地盤上に建設されていることから、タイプ I・I 種地盤の地震動である開北橋記録 LG 成分とタイプ II・I 種地盤の地震動である神戸海洋気象台記録 NS 成分を用いて作成されたものである。ただし、ここでは、前章で用いたような



開北橋記録LG成分（最大加速度を400galにスケーリングしたもの）



神戸海洋気象台記録NS成分

図 4.8: 試設計に用いた入力地震動

道路橋示方書の設計スペクトル適合波ではなく、両地震動とも実地震動を用いている。また、橋脚の縮小に伴う初期剛性の低下が、不利に作用すると考えられるタイプ I 地震動に対する小規模断面 UBRC 橋脚の耐震性能を十分に評価するため、開北橋記録については、最大加速度を 400gal に拡大した地震動を想定している（図 4.8）。

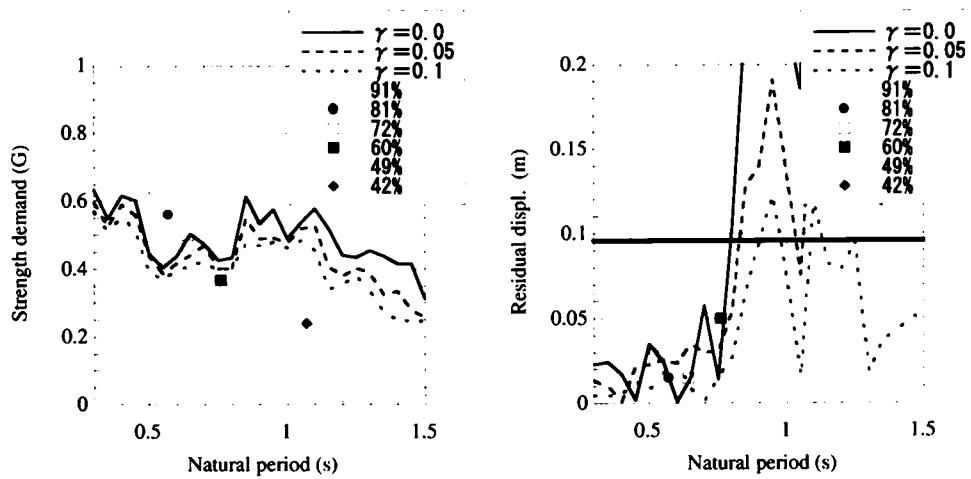
図 4.9 と図 4.10 に両地震動に対する必要強度スペクトルと終局靱性率が目標靱性率を上回る縮小断面 RC 橋脚の降伏強度と弾性固有周期の関係についてプロット（図中の点）したものを示す。つまり、この図では、橋脚の降伏強度を示す点が二次剛性が無い場合（ $\gamma=0.0$ ）の必要強度スペクトルより上部にある縮小断面橋脚については、芯材の配置による二次剛性の付与、降伏耐力の増加が無くとも、地震動に対してその損傷が限られた範囲内に留まることを意味する。また、図 4.9 と図 4.10 には、残留変位スペクトルと各縮小断面 RC 橋脚の弾性固有周期と二次剛性が無い場合の残留変位の関係（図中の点）についても示している。本研究で、対象とした RC 橋脚高さは 9.6m であるので、道路橋示方書<sup>1)</sup>の規定によると残留変位を 0.096m 以内に留める必要がある。したがって、縮小断面 RC 橋脚の残留変位を示す点が 0.096m より上にある

場合は、残留変位に対する規定を満たしていないことを意味する。

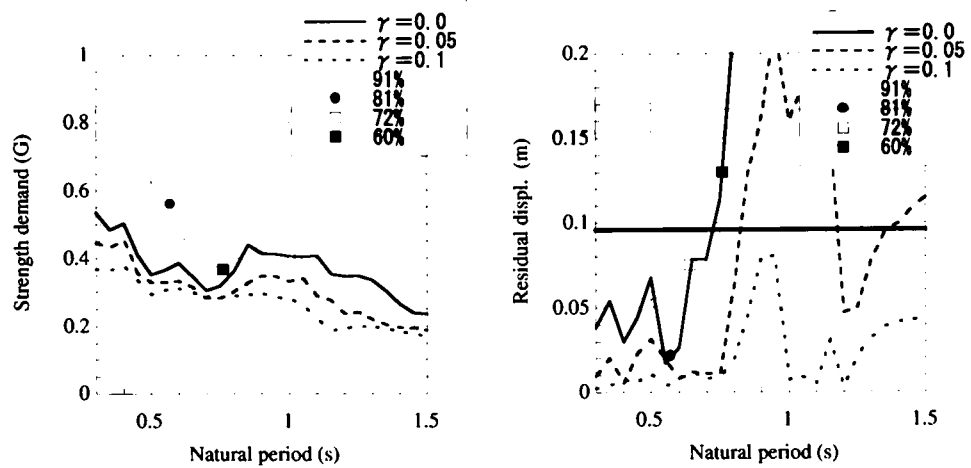
図より、目標靱性率が大きくなるほど、必要強度が低下していることが分かる。つまり、エネルギー一定則の考え方と同様に変形性能の確保により橋脚断面の縮小が可能であることが必要強度スペクトルに示されている。しかし、今回、試設計した縮小断面 RC 橋脚では、橋脚断面が小さくなるほど、その終局靱性率が低下しているため、目標靱性率を大きく設定すると小規模な断面では終局靱性率が目標靱性率を満足することができない。例えば、目標靱性率 3.0 は、91%~42%RC 橋脚までの縮小断面 RC 橋脚が許容できるが、目標靱性率 7.0 については、91%RC 橋脚しか許容することができない。そこで、本研究では、目標靱性率 5.0 における必要強度スペクトルにより縮小断面 RC 橋脚が有すべき必要強度、二次剛性の大きさを決定する。目標靱性率 5.0 では、91%~60%RC 橋脚の終局靱性率がそれを許容することができる。

まず、タイプ I 地震動である開北橋記録に対する必要強度スペクトルと縮小断面 RC 橋脚の性能について見ると、91%~60%RC 橋脚の全ての降伏強度が  $\gamma=0.0$  の必要強度スペクトルを上回っていることが分かる。ただし、60%RC 橋脚では、初期剛性が低下し弾性固有周期が長くなったことにより、他の縮小断面橋脚と比べ、必要強度と降伏強度との差が小さくなっている。また、残留変位については、二次剛性比が無い場合、60%RC 橋脚で残留変位が道路橋示方書における許容残留変位である 0.096m を越えているが、他の縮小断面 RC 橋脚では、二次剛性比が無くとも残留変位が 0.096m よりも小さくなっている。つまり、開北橋記録に対しては、今回、試設計した 91%~72%RC 橋脚がレベル 2 地震動に対する規定、性能を満足していることが分かる。

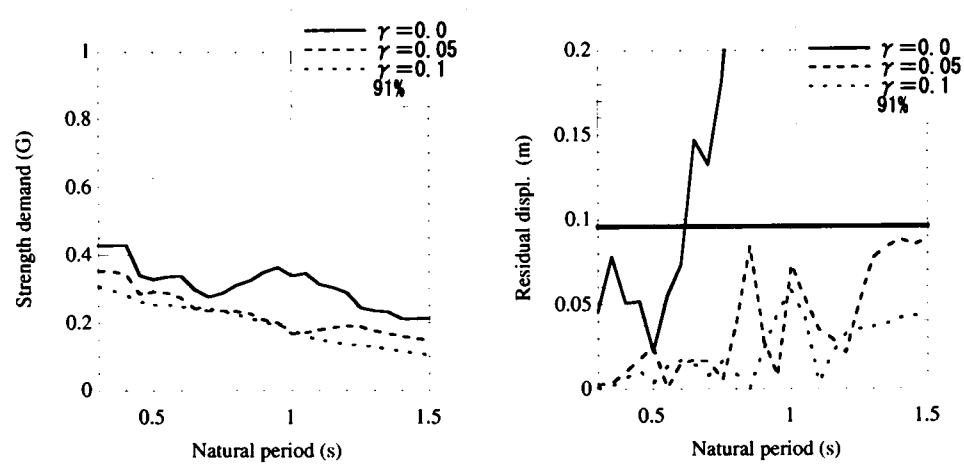
一方、タイプ II 地震動である神戸海洋気象台記録では、異なる傾向が確認できる。まず、必要強度スペクトルでは、二次剛性比が無い場合の必要強度スペクトルを降伏強度が上回る縮小断面 RC 橋脚は存在しない。また、残留変位についても、91%~60%RC 橋脚の全ての残留変位が 0.096m より大きくなっている。つまり、神戸海洋気象台記録に対しては、91%~60%RC 橋脚の全てがレベル 2 地震動に対する規定、性能を満足していないことが分かる。ただし、60%RC 橋脚については、橋脚断面の縮小に伴い初期剛性が低下し、弾性固有周期が長くなったことにより、必要強度が著しく小さくなっており、わずかの二次剛性の付与、降伏耐力の増加で必要性能を満足できる。また、他の縮小断面 RC 橋脚でも、降伏強度、二次剛性を増加させることができれば、神戸海洋気象台記録に対する性能を満足できる可能性がある。例えば、72%RC 橋脚では、降伏強度を示す点が  $\gamma=0.1$  の必要強度スペクトルより上部にある。つまり、二次剛性比  $\gamma=0.1$  を 72%RC 橋脚に付与することができれば、レベル 2 地震動に対する規定を満足



目標信頼性率 3.0



目標信頼性率 5.0



必要強度スペクトル

目標信頼性率 7.0

残留変位スペクトル

図 4.9: 開北橋記録 LG 成分の必要強度, 残留変位スペクトル

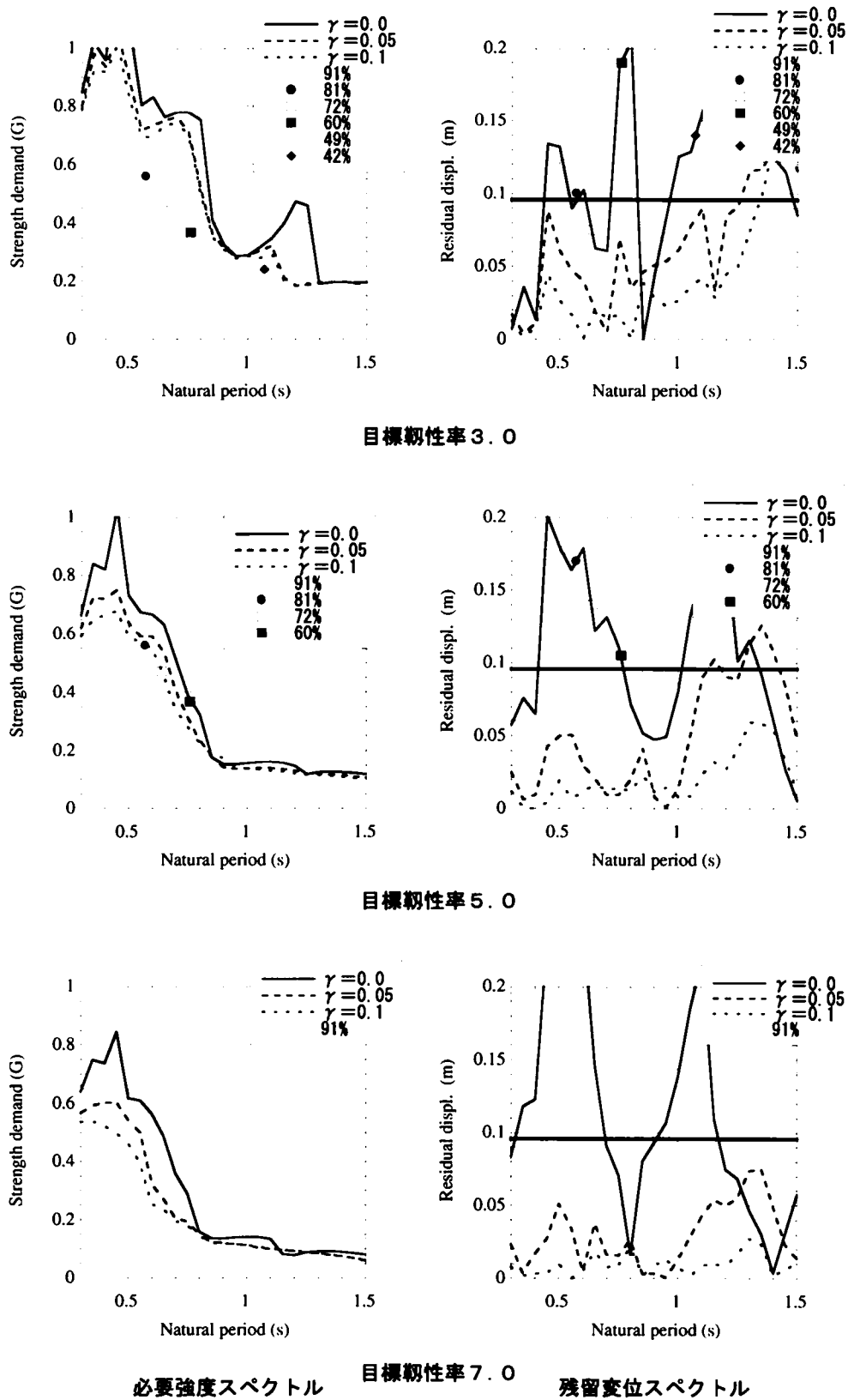


図 4.10: 神戸海洋気象台記録 NS 成分の必要強度, 残留変位スペクトル

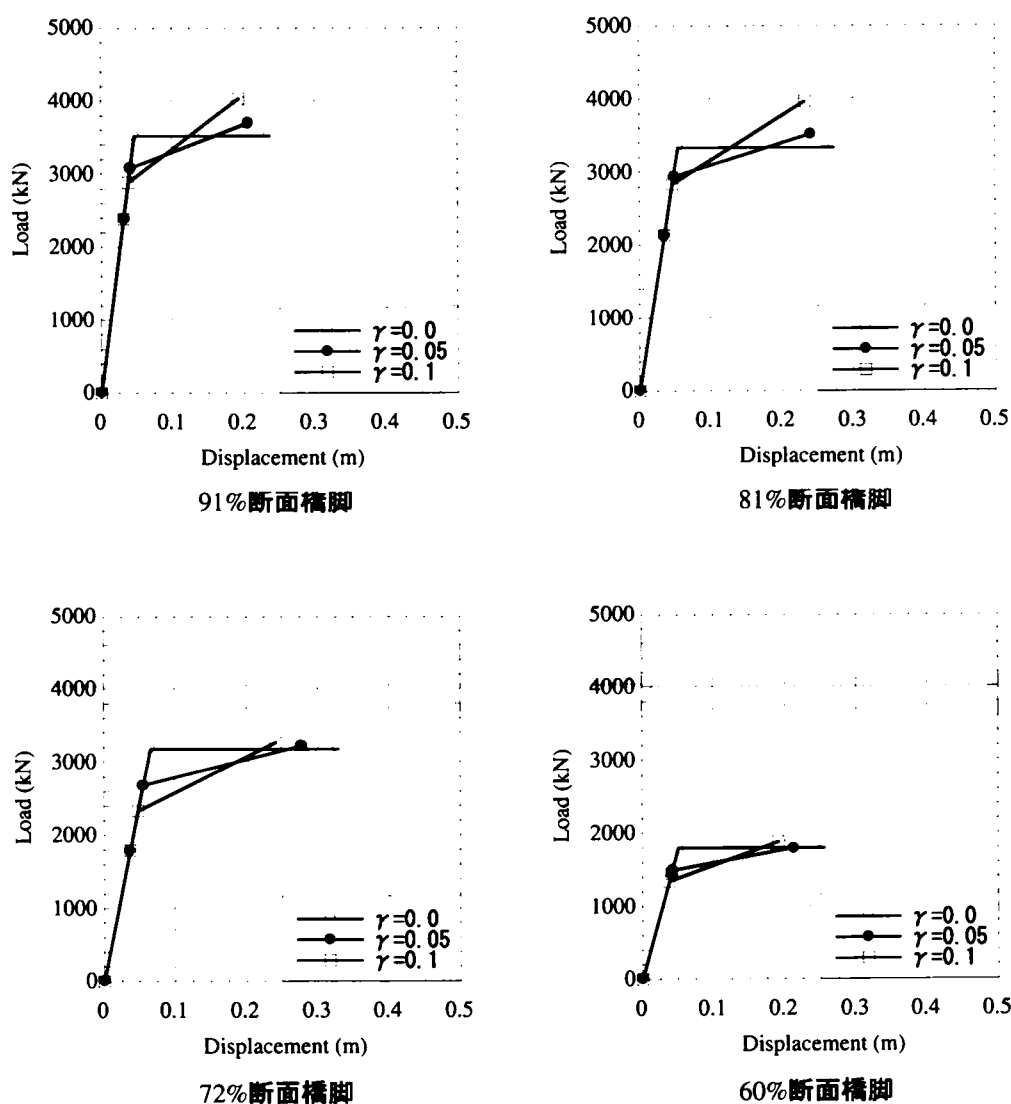


図 4.11: 縮小断面橋脚に要求される性能

することができる。また、残留変位についても、 $\gamma=0.05$ の二次剛性を実現することができれば、全ての縮小断面 RC 橋脚において残留変位が 0.096m 以下になり、道路橋示方書の規定を満足することができる。つまり、91%~60%RC 橋脚の復元力特性において断面の大きさを変えることなく、有意な二次剛性の付与や降伏耐力の増加を実現することができれば、神戸海洋気象台記録に対する性能を有する道路橋橋脚を縮小断面で実現できる。

そこで、本研究では、目標靱性率 5.0 とした神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトルから 91%~60%RC 橋脚がレベル 2 地震動に対する基準を満足するために必要な性能（降伏耐力、二次剛性、P- $\Delta$  関係）を求めた。図 4.11 に 91%~60%RC 橋脚の必要性能（P- $\Delta$  関係）を二次剛性比  $\gamma=0.0, 0.05, 0.1$  ごとに示す。



図より、二次剛性の大きさに応じて必要とされる降伏耐力が小さくなっていること、また、最大耐力については、二次剛性が無い場合に比べて大きくなる傾向が多いことが分かる。つまり、縮小断面を用いてレベル2地震動に対する規定を満たす橋脚構造を実現するためには、降伏耐力と極限耐力である最大耐力を個別に設定して実現できる構造形式を用いて、要求される  $P-\Delta$  関係を実現しなければならない。本研究では、降伏耐力と最大耐力を芯材の配置により個別に設定できる UBRC 橋脚構造によりそれを実現する。すなわち、縮小断面 RC 橋脚に付加的に芯材を配置することにより、各縮小断面橋脚に要求される降伏耐力、二次剛性を橋脚断面の大きさを変えずに実現する。

#### 4.5.2 パラメトリック解析による芯材配置の決定

本研究では、各縮小断面橋脚に要求される性能 ( $P-\Delta$  関係) (図 4.11) をその断面に芯材を配置することにより実現する。つまり、縮小断面に芯材を配置した小規模断面 UBRC 橋脚の  $P-\Delta$  関係が図 4.11 で示される性能を上回るように芯材の配置を決定する。

本研究では、芯材の配置決定法として芯材の配置量をパラメータとしたパラメトリック解析を行う。解析で想定した芯材は、 $\phi 69$  C 種 PC 鋼棒である。 $\phi 69$  という値は、JIS で規格されていない値であるが、後に相似率 7.5 でモデル化した実験用供試体で  $\phi 9.2$  C 種 PC 鋼棒を芯材として用いることを想定して決定した。芯材の配置位置は、それぞれの断面において、鉄筋のあきなどの規定を満たす範囲で最外縁となる位置である。また、配置範囲は、橋脚基部より 8.25m までとし、配置量は、片側に配置される芯材の本数を 1~3 本まで変化させた。図 4.12 に想定する芯材配置を示す。芯材のアンボンド処理は、表面が滑らかな丸鋼を用いること、また、UBRC 橋脚の施工性、耐久性、経済性を考慮して省略することとした。すなわち、付着剥離芯材を適用した UBRC 橋脚構造を想定した。そのため、パラメトリック解析では、ファイバーモデルを用いた解析において、RC 要素と芯材要素の間を非線形特性を有するジョイントバネ要素で繋いだモデルで芯材の付着剥離過程を考慮した。なお、本研究では、付着特性を表すパラメータとして、圧縮強度 27MPa の普通コンクリートと芯材が付着することを想定し、式 (2.3) によりその付着強度を 1.5MPa であると設定した。また、付着剥離後の摩擦応力については、2 章における正負交番載荷実験結果より 0.55MPa であると設定した。

図 4.13 に各縮小断面 RC 橋脚に芯材の配置量をパラメータとした  $P-\Delta$  関係 (破線)

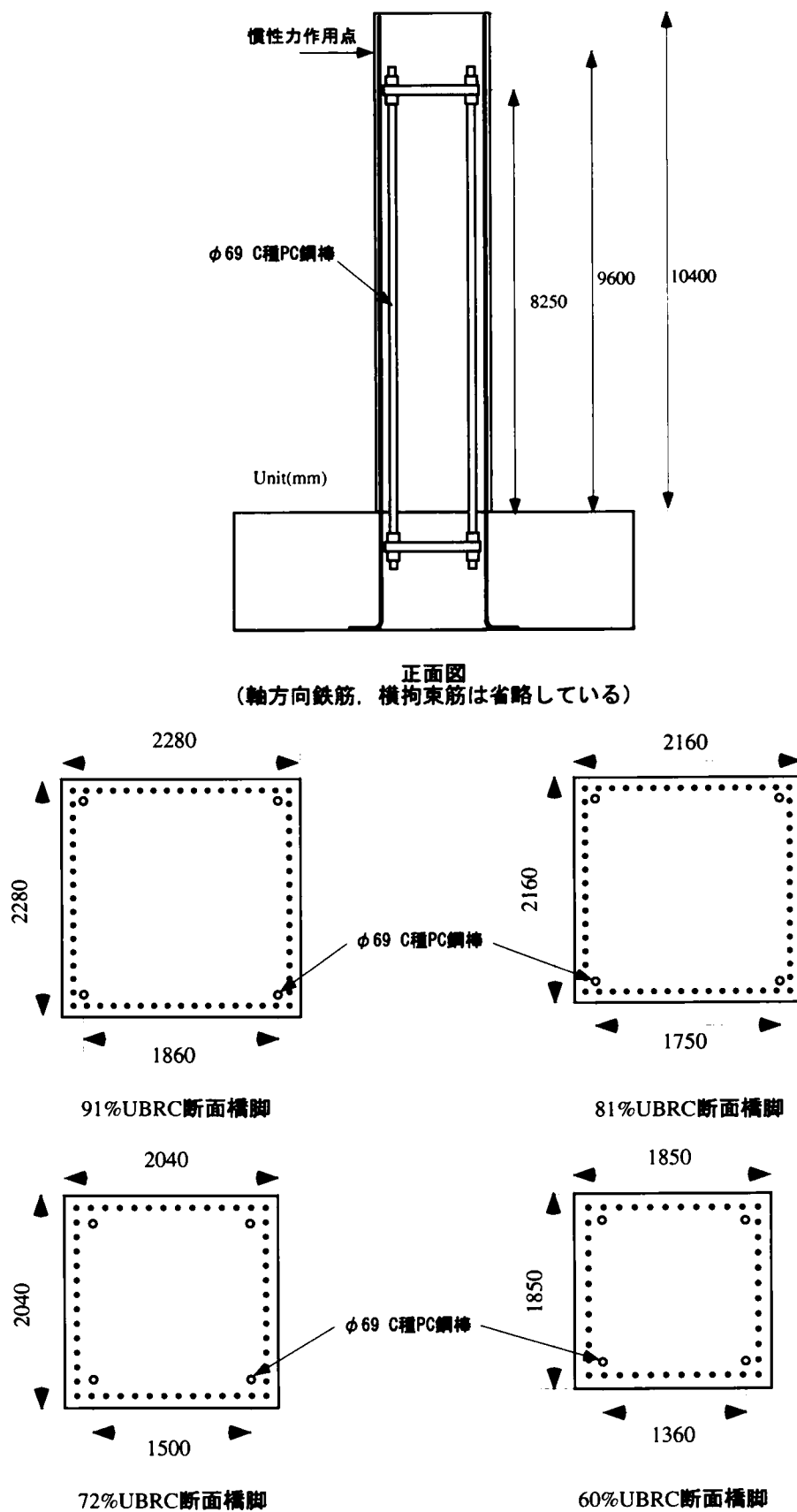


図 4.12: 縮小断面橋脚への芯材の配置

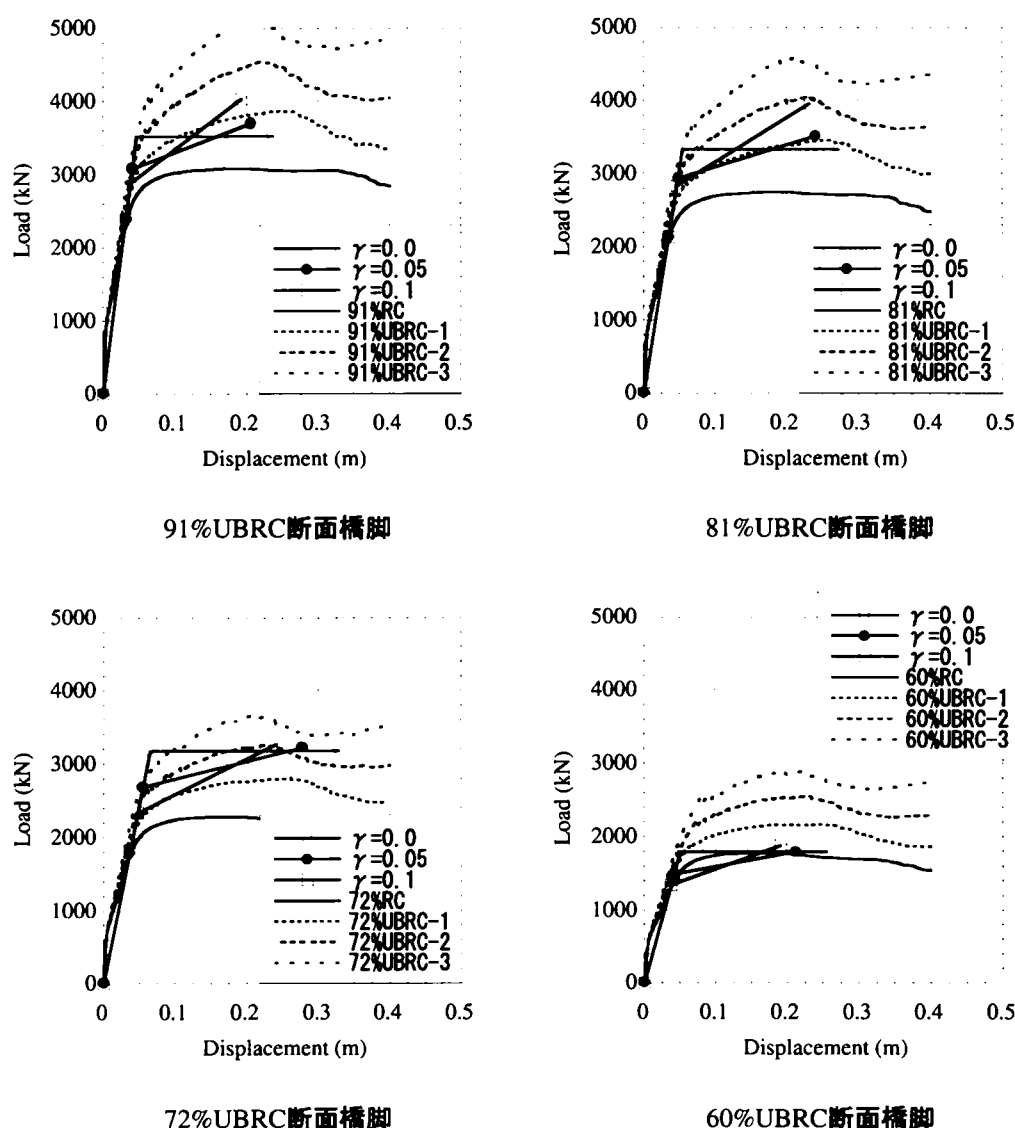


図 4.13: 小規模断面を有する UBRC 橋脚のパラメトリック解析結果

と必要強度スペクトルにより要求される P- $\Delta$  関係（実線）を示す。まず，91%橋脚では，必要強度スペクトルによる要求される P- $\Delta$  関係（ $\gamma=0.05$ ）を芯材を片側に 1 本以上，配置した場合の P- $\Delta$  関係が上回っていることが分かる。同様に 81%橋脚でも芯材を片側に 1 本以上，配置することで必要強度スペクトルによる要求性能（ $\gamma=0.05$ ）を満足することができる。この時，両橋脚の二次剛性は，二次剛性比  $\gamma=0.05$  を満足しているので，残留変位に関しても道路橋示方書の規定である 0.096m より小さくなることが残留変位スペクトル（図 4.9，図 4.10）より明らかである。つまり，91%，81%橋脚に対しては，芯材を 1 本以上，配置することにより二段階耐震設計で要求される性能を満足することができる。

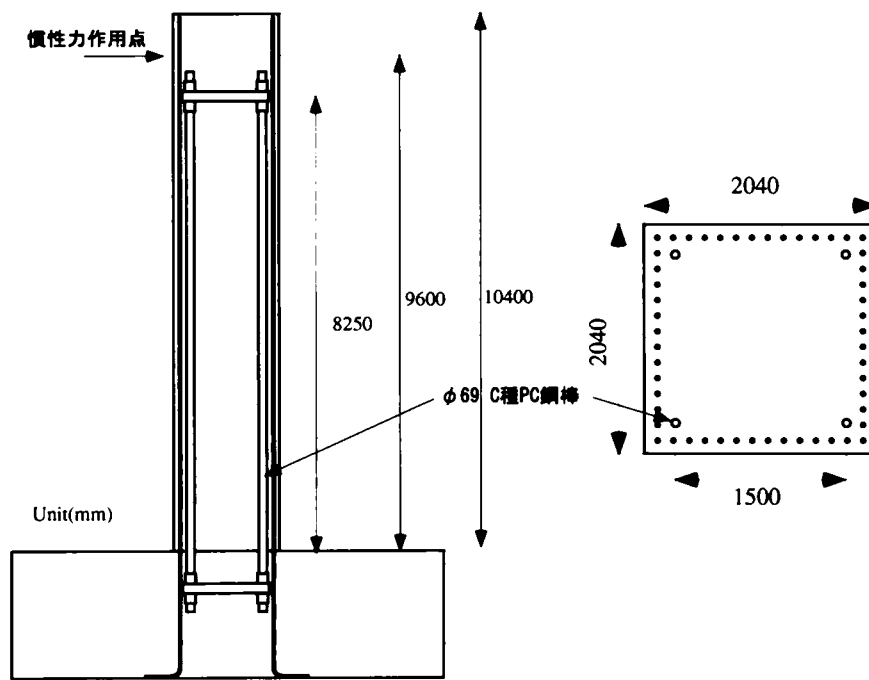
一方、72%橋脚では、必要強度スペクトルにより要求される P- $\Delta$  関係 ( $\gamma=0.05$ ) を UBRC 橋脚の P- $\Delta$  関係が上回るためには、芯材を片側に 2 本以上、配置する必要があることが分かる。つまり、72%橋脚までは、断面の大きさと配置する必要がある芯材の量が反していることが分かる。ところが、60%橋脚では、芯材を 1 本程度、配置するだけでも、必要強度スペクトルにより要求される P- $\Delta$  関係 ( $\gamma=0.0$ ) を満足することができる。これは、橋脚断面が著しく小さくなったことにより、橋脚の初期剛性が低下し、弾性固有周期が長周期化したためである。前述したように今回、想定地震動として選択した神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトルでは、系の弾性固有周期が 0.7s 付近より長くなると、著しく必要強度が低減する。そのため、60%橋脚では、断面の縮小に伴う降伏耐力の低下量を長周期化に伴う必要強度、耐力の低下量が上回る結果となり、芯材を 1 本程度、配置するだけで橋脚の降伏耐力が必要耐力を満足できる。しかし、残留変位スペクトルについて見てみると二次剛性が小さい場合、開北橋記録、神戸海洋気象台記録の両方で道路橋示方書の規定である 0.096m 以上の残留変位が発生している。したがって、残留変位に対する規定を満足するためには、二次剛性比  $\gamma=0.05$  を有する P- $\Delta$  関係が必要であり、そのためには、芯材を 3 本程度、配置する必要がある。また、橋脚の初期剛性の低下、弾性固有周期の長周期化が必ずしも有利に作用しない長周期成分を含む地震動、例えば、開北橋記録などのタイプ I 地震動に対しては、安定した二次剛性を付与することが、安全性、耐震性の確保に繋がる。したがって、60%橋脚では、その断面に片側 3 本程度の芯材を配置した。

以上より、本研究では、検討対象 UBRC 橋脚として 72%橋脚に芯材を 2 本配置した 72%UBRC 橋脚と 60%橋脚に芯材を 3 本配置した 60%UBRC 橋脚を選択する (図 4.14)。

## 4.6 小規模断面を有する UBRC 橋脚の正負交番載荷実験

### 4.6.1 実験概要

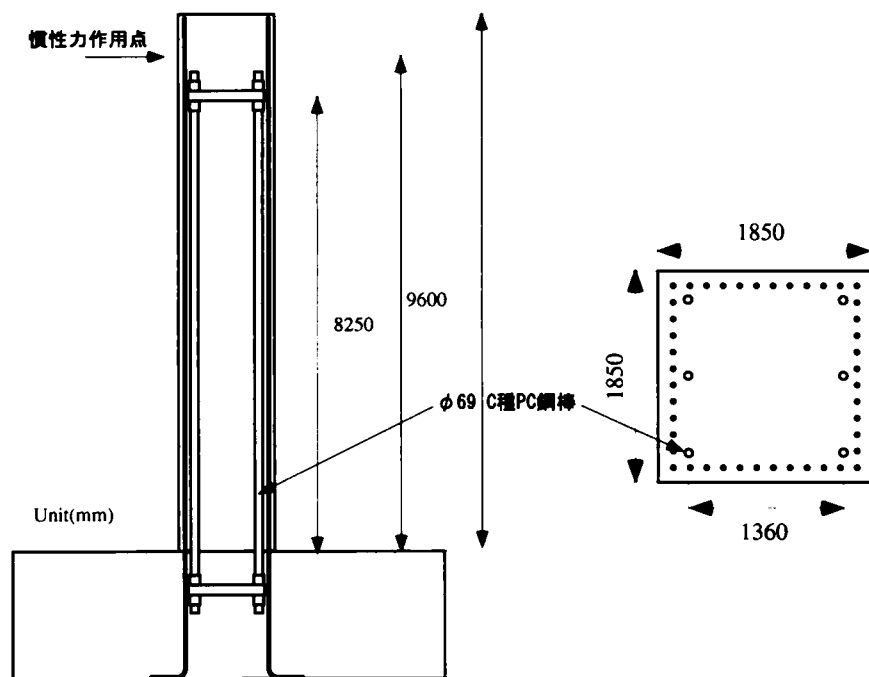
本研究では、まず、前節において決定した小規模断面 UBRC 橋脚の基本的な構造特性を把握するために、正負交番載荷実験による検討を行う。載荷システムは、2 章で説明したものと同様である (図 2.10)。正負交番載荷実験に作用させた軸力は、上部工に鋼 I 桁を想定したときの面圧 0.86MPa と後述する 100%RC 供試体の断面積より算定した 88.2kN である。また、載荷方法は、正負交番載荷で、載荷波形は、載荷点変位 5mm を単位  $\mu$  とし、その整数倍 ( $\mu = \pm 1, \pm 2, etc$ ) の変位振幅でそれぞれ 3 回繰り返



正面図  
(軸方向鉄筋、横拘束筋は省略している)

断面図

72%UBRC断面橋脚



正面図  
(軸方向鉄筋、横拘束筋は省略している)

断面図

60%UBRC断面橋脚

図 4.14: 検討対象 UBRC 橋脚

表 4.5: 鋼材の材料特性

		降伏強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)
軸方向鉄筋	SD345 D10, 6	363	511
横拘束鉄筋	SD345 D4	363	511
PC Rod	SBPR $\phi$ 9.2	1185	1331

表 4.6: コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
34.9	1.42	5.30

す振幅漸増型載荷波形である。

#### 4.6.2 実験用供試体

本研究で作成した実験用供試体は、対象 RC 橋脚（図 4.3）と前節で決定した小規模断面 UBRC 橋脚（図 4.14）を相似率 7.5 で縮小したものであり、 $320 \times 320\text{mm}$  の正方形断面を有し、せん断スパンは  $1280\text{mm}$  である。図 4.15 に実験用供試体を示す。コンクリートは、呼び強度  $24\text{MPa}$  の普通コンクリートであり、軸方向鉄筋には SD345D10, SD345D6, せん断補強筋には SD345D4 を用いた（表 4.5, 表 4.6）。せん断補強筋の配置面積や配置間隔は、全ての供試体で同様である。

100-RC 供試体は対象 RC 橋脚を想定した供試体である。これに対し、72-UBRC, 60-UBRC 供試体は芯材として  $\phi 9.2$  C 種 PC 鋼棒（SBPR $\phi 9.2$ ）を配置した UBRC 供試体である（表 4.7）。ただし、芯材のアンボンド処理は、前節の検討において、芯材として表面が滑らかで付着が切れやすい丸鋼を用いること、さらに UBRC 橋脚の建設時における施工性、経済性、また、耐久性などを考慮して省略しているため、実験用供試体においても省略している。そのため、芯材の付着剥離状況を把握するために、UBRC 供試体に配置している芯材には、図 4.15 に示すようにひずみゲージを複数、設置している。

#### 4.6.3 実験結果

##### P- $\Delta$ 関係

図 4.16 に正負交番載荷実験で得られた各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線とその骨格曲線の

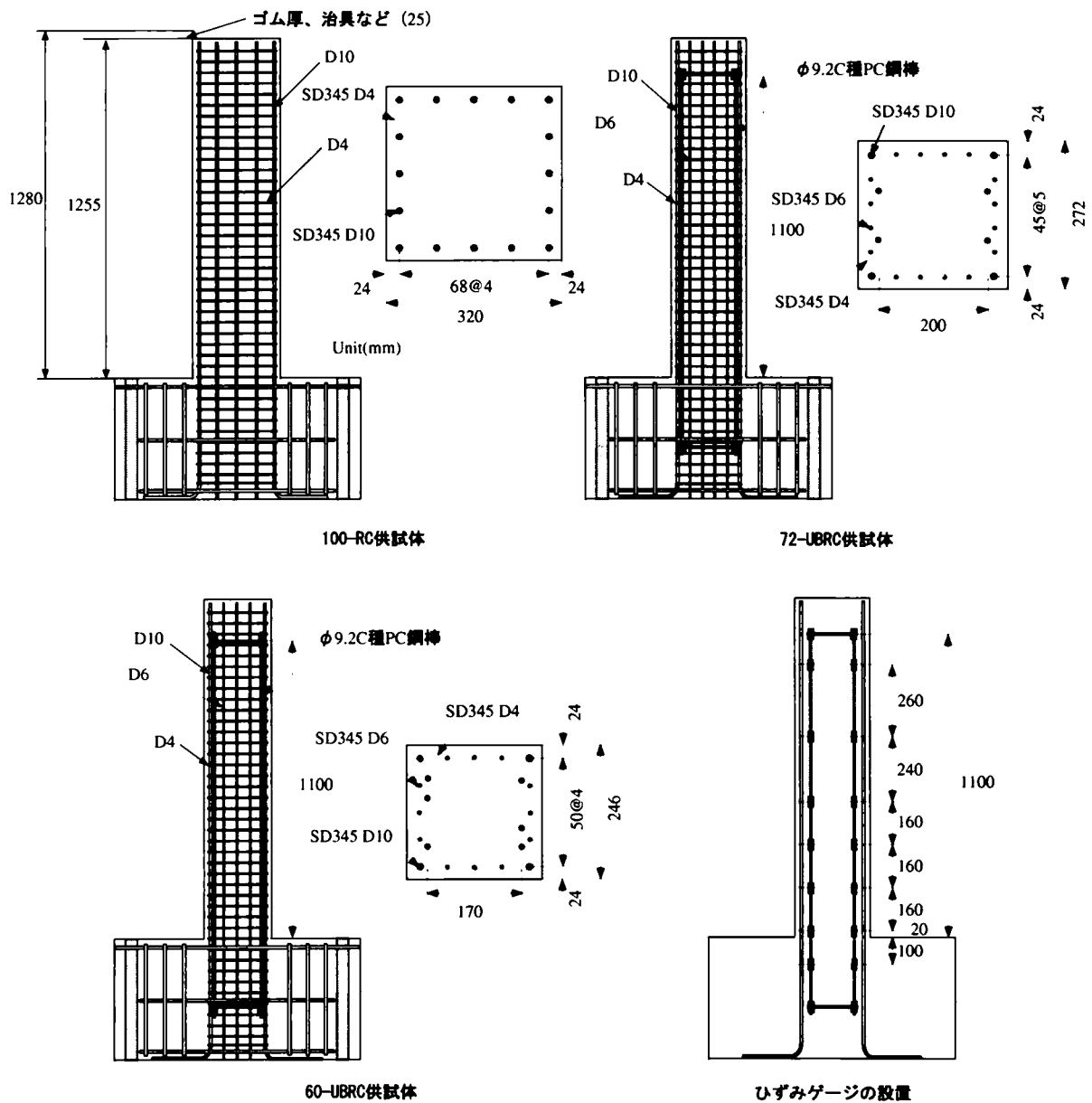
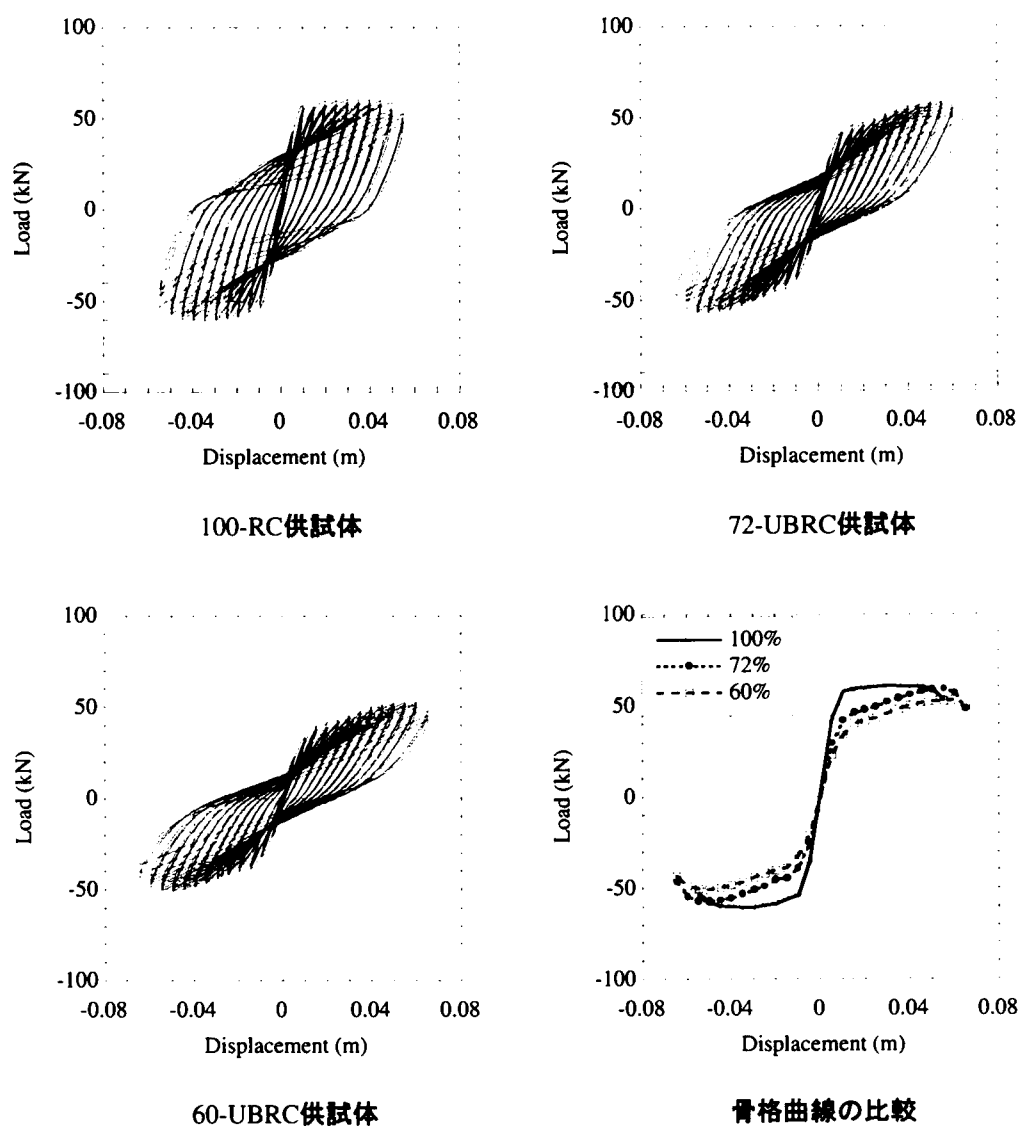


図 4.15: 実験用供試体

表 4.7: 供試体のパラメータ

供試体	断面の大きさ (mm)	せん断スパン比	芯材配置 (中心からの位置, mm)
100-RC	320 × 320	4.0	—
72-UBRC	272 × 272	4.7	100
60-UBRC	246 × 246	5.2	85

図 4.16: P- $\Delta$  履歴曲線と骨格曲線の比較



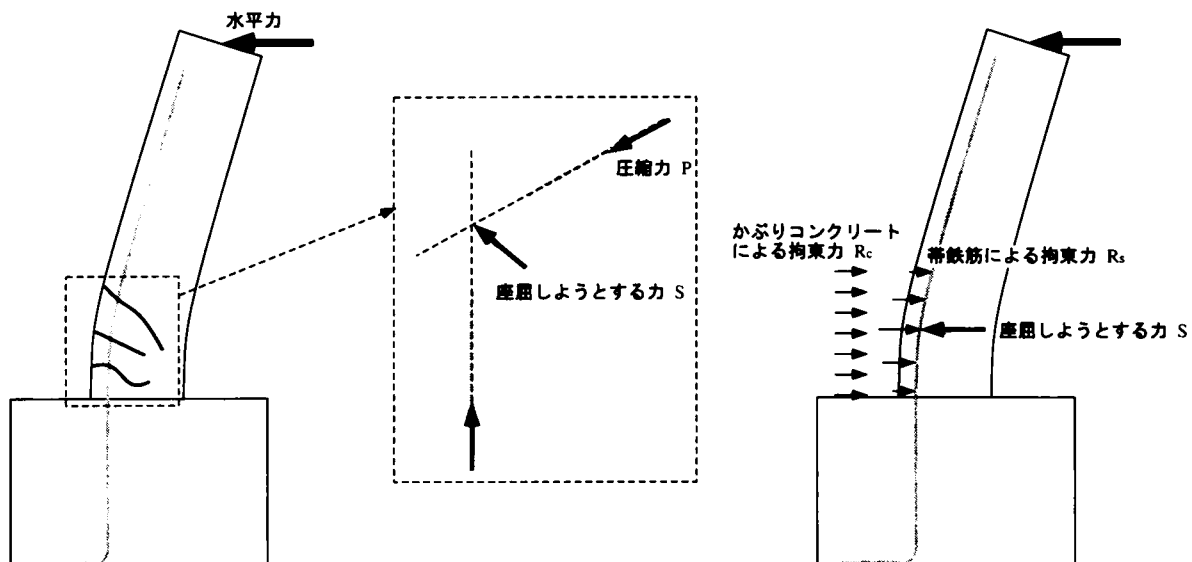


図 4.17: RC 橋脚における鉄筋座屈のメカニズム

比較を示す。まず、100-RC 供試体では、二次剛性が無く、RC 構造特有の紡錘性の高い  $P-\Delta$  履歴曲線が確認できる。これに対し、芯材を配置している 72, 60-UBRC 供試体では、芯材の配置に伴う二次剛性の発現が確認できる。そのため、72-UBRC 供試体では、降伏耐力は 100-RC 供試体に比べ小さくなっているが、最大耐力については同等の大きさを実現できている。また、72, 60-UBRC 供試体では、その断面の大きさや軸方向鉄筋の配置量が、100-RC 供試体に比べ小さいため、初期剛性も断面が小さくなるに従って小さくなっている。つまり、72, 60-UBRC 供試体では、初期剛性が小さく、かつ、安定した二次剛性を有する構造特性が実現できていることが分かる。次に、履歴形状について見てみると、UBRC 供試体では、履歴形状から紡錘性が失われ線形性が卓越していることが分かる。これは、履歴形状に紡錘性が現れる要因である軸方向鉄筋量が 100-RC 供試体に比べ、少なくなっているためである。

また、耐力の低下が始まる変形状態、各供試体の変形性能について見てみると、断面の規模が小さくなるほど耐力の低下が遅れる傾向がある。これは、軸方向鉄筋の座屈が遅れたことに伴う現象であると考えられる。RC 橋脚における軸方向鉄筋の座屈は、橋脚基部の鉄筋が引張り降伏して、一度、引き伸ばされた後に再び圧縮力を受けるために発生する。繰り返し曲げを受ける RC 橋脚における躯体基部の塑性域では、鉄筋単体は、終局時において圧縮力を受け始める時、図 4.17 のように残留曲率、残留引き抜けのために直線状ではない。また、降伏した鉄筋は、バウジンガー効果により剛性が劣化するため、鉄筋単体は非常に不安定な状態にある。ここで、鉄筋が受ける圧

縮応力と断面積，圧縮力を受けるときに鉄筋に残留している引張りひずみ，曲率より決定される座屈しようとする力が，かぶりコンクリートや帯鉄筋による座屈に抵抗しようとする力を上回る時，鉄筋が座屈してはらみだすことになる<sup>3)</sup>。72，60-UBRC 供試体では，断面規模の小規模化に伴い 100-RC 供試体に比べ，最外縁の鉄筋量が少なくなっている。そのため，同一変形状態における鉄筋の座屈しようとする力は 100-RC 供試体に比べ小さくなる。また，今回の実験では，全ての供試体において帯鉄筋の配置，かぶりの条件は同じである。つまり，鉄筋の座屈に抵抗しようとする力，条件が 100-RC 供試体と同じであるのに対し，鉄筋が座屈しようとする力が小さくなったために 72，60-UBRC 供試体では鉄筋の座屈が遅れ，耐力低下が遅延化したものと考えられる。橋脚耐力の低下の主要因が鉄筋の座屈である場合，断面最外縁における降伏する軸方向鉄筋量の低減は，橋脚構造の変形性能の確保に有効である可能性がある。

### 残留変位，エネルギー吸収性能

図 4.18 に正負交番载荷実験で得られた各供試体の残留変位，履歴吸収エネルギー量について比較したものを示す。残留変位については P- $\Delta$  履歴曲線において载荷点変位が最大変位を経験した直後，履歴曲線が変位軸と交わる時の変位，すなわち除荷時の変位として算定している。また，履歴吸収エネルギー量は，P- $\Delta$  履歴曲線が囲む面積を累積することにより求めている。

まず，残留変位について見ると，断面の規模が小さくなるほど小さくなっており，100-RC 供試体の残留変位が最も大きくなっている。除荷時の変位である残留変位は，RC 橋脚断面内に配置される軸方向鉄筋が降伏し，残留ひずみを生ずることにより発生する。つまり，残留ひずみを有する軸方向鉄筋量が多いと残留変位も大きくなる。そのため，軸方向鉄筋量が最も少ない 60-UBRC 供試体の残留変位が最も小さくなったものと思われる。

一方，履歴吸収エネルギー量は，100-RC 供試体が最も多く，断面の大きさが小さくなるに従って，エネルギー吸収性能が低下している。RC 構造におけるエネルギーの履歴吸収の大部分は軸方向鉄筋の降伏に依存している。つまり，履歴吸収エネルギー量も軸方向鉄筋量に大きく関係しており，軸方向鉄筋量が最小となる 60-UBRC 供試体のエネルギー吸収性能が最小となっている。

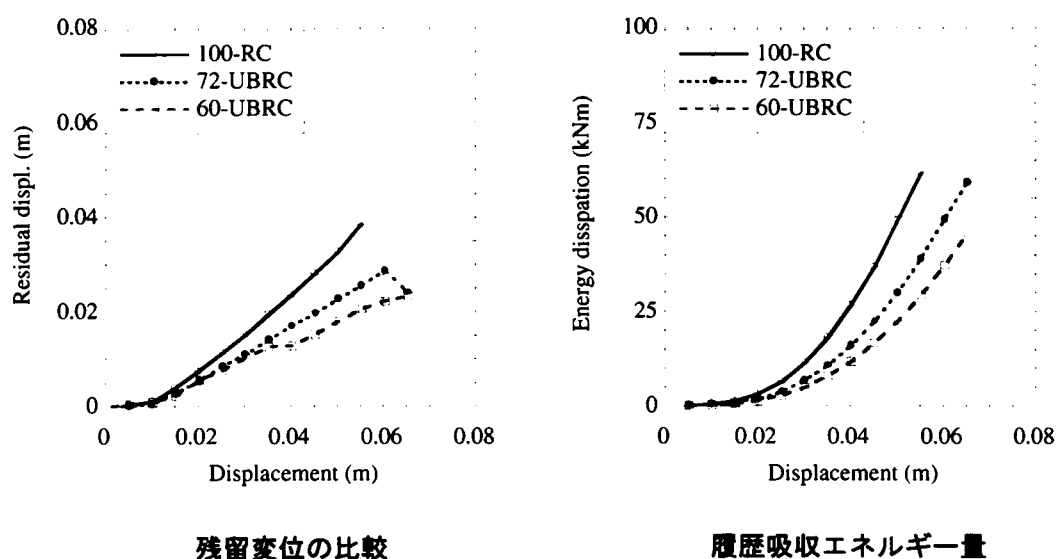


図 4.18: 残留変位, 履歴吸収エネルギー量の比較

### 芯材ひずみ

図 4.19 に正負交番载荷実験で得られた UBRC 供試体の橋脚高さ方向の芯材ひずみ分布を示す。図では、芯材ひずみに設置したひずみゲージより得られた値を橋脚高さ方向に示している。なお、大変形領域において損傷したひずみゲージの値は除いている。

図より、72-UBRC 供試体では、载荷点変位が 0.01~0.015m の間、また、60-UBRC 供試体では、0.015m~0.02m の間において芯材の付着が剥離したことに伴うひずみ分布形状の変化、すなわち、基部のひずみのみが増加している三角形分布から、ひずみが平滑化されている一定分布への変化が確認できる。また、载荷点変位 0.04m 時でも両供試体とも芯材ひずみは、PC 鋼棒の降伏ひずみである  $5000\mu$  を大きく下回っており、大変形領域における芯材の弾性挙動が実現されている。付着剥離芯材を配置した UBRC 供試体では、芯材の付着が剥離する前は、RC 構造として芯材の配置が橋脚の降伏耐力の増加に寄与し、付着剥離後はアンボンド芯材として弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した二次剛性が付与される。その特徴が、小規模断面に付着剥離芯材を配置した 72, 60-UBRC 供試体でも確認できる。ただし、芯材ひずみの増加量について見ると、同一変形状態におけるひずみ量では、72-UBRC 供試体に比べ 60-UBRC 供試体の方が少なくなっている。これは、断面の縮小に伴い芯材の配置位置が 72-UBRC 供試体に比べ断面中心に近づいたためである。芯材の変形量は、橋脚断面

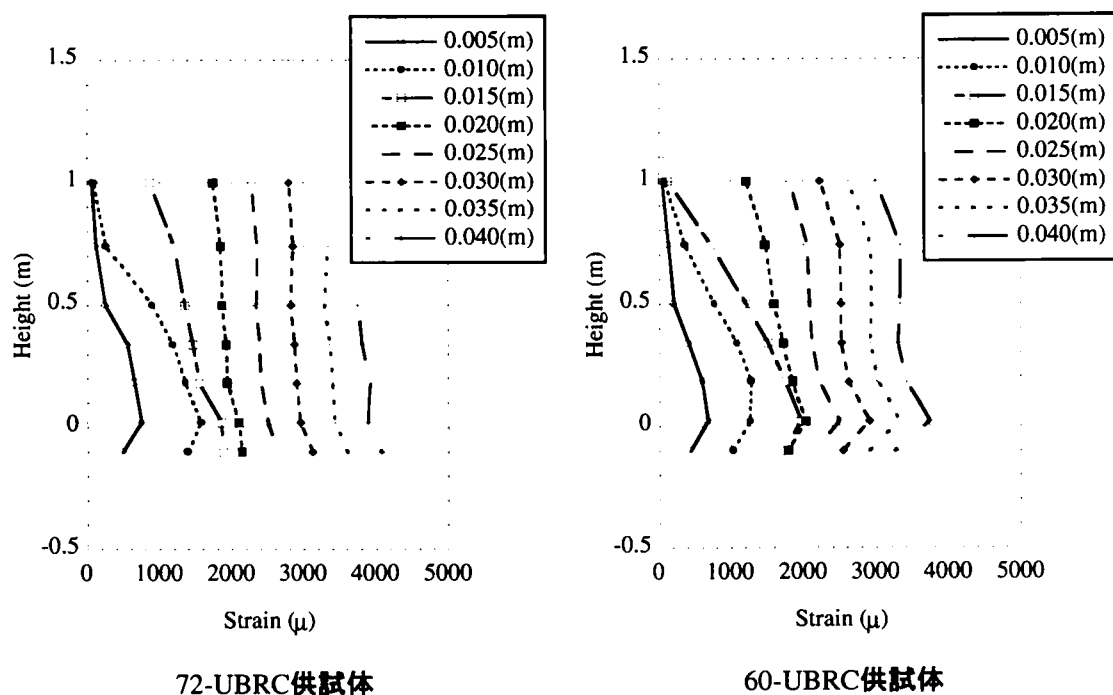


図 4.19: UBRC 供試体の芯材ひずみ分布

における中立軸より離れるほど大きくなる。そのため、断面が小さくなり中立軸からの相対的な距離が短くなった 60-UBRC 供試体では、芯材の変形量が 72-UBRC 供試体より少なくなったものと考えられる。つまり、橋脚断面内に芯材を配置するという条件下では、過度に断面の規模を小さくすることにより、十分な芯材配置効果を確保できなくなる恐れがある。

## 4.7 小規模断面を有する UBRC 橋脚の二段階ハイブリッド地震応答実験

### 4.7.1 実験概要

本研究では、対象とした道路橋 RC 橋脚と試設計した小規模断面を有する UBRC 橋脚の地震時における性能評価、比較を行うため二段階の地震動を入力するハイブリッド地震応答実験を行う。ハイブリッド実験は数学的に解明困難な、あるいはモデル化が非常に複雑な要素の諸特性を実験結果より検出し、これをオンラインで計算機内に送り込み、全体系の数値解析を進めようとするものである。通常の数値解析では各要

素の力学的特性として、部材端の  $M-\phi$  関係、各要素の  $P-\Delta$  関係を比較的単純なバイリニア、トリリニア型の履歴モデルで仮定し、構造物の地震応答計算を step-by-step の積分により実施している。しかし、ハイブリッド実験ではアクチュエーターにより検出される復元力特性を計算機の地震応答解析プログラムに取り込みながら応答変位を算出し、アクチュエーターにフィードバックしているため、地震時における履歴復元力特性と応答を同時に精度よく評価できる。したがって、ハイブリッド地震応答実験では、正負交番載荷実験では評価することのできない、ある特定の地震動に対する対象構造物の安全性、耐震性、地震後に構造物に残留する変位である残留変位、地震時における構造物の損傷過程などを評価することができる。

本研究では、モデルとした道路橋 RC 橋脚、小規模断面 UBRC 橋脚の地震時における挙動をハイブリッド実験によって評価するため、実構造物型解析手法と呼ばれる相似則<sup>4)</sup>を考慮したハイブリッド実験を行う。この実験手法では、オペレータ・スプリッティング法により予測された応答変位を相似率に従い供試体レベルの値へ変換し（式 (4.8)）、その変位分、供試体を変形させる載荷実験により得られた復元力を再び相似率に従い実大 RC 橋脚レベルに変換し（式 (4.9)）、逐次、実大 RC 橋脚について行う時刻歴応答解析へフィードバックしながら実験及び数値解析を同時進行する。すなわち、実大 RC 橋脚レベルの非線形時刻歴応答解析において必要である橋脚の復元力特性を供試体レベルにおける載荷実験によって得ようとするものである（図 4.20）。

$$x_m = x_p / S \quad (4.8)$$

$$R_p = S^2 * R_m \quad (4.9)$$

ここで、 $x_m$ 、 $x_p$  はそれぞれ、供試体、実橋レベルの変位、 $R_m$ 、 $R_p$  はそれぞれ、供試体、実橋レベルの復元力、そして  $S$  は、相似率を示す。

#### 4.7.2 実験用供試体と入力地震動

本研究で作成した実験用供試体は、対象 RC 橋脚（図 4.3）と前節で決定した小規模断面 UBRC 橋脚（図 4.14）を相似率 7.5 で縮小したものであり、正負交番載荷実験で用いたものと同じである（図 4.15）。

本研究では、1 自由度せん断バネモデルを計算部分における解析モデルとして採用する。質点の質量は、対象とした道路橋より算定した 507ton とし、橋脚構造の減衰比は、RC 構造の非線形応答計算を想定した値である 0.02 と設定した。また、本研究で

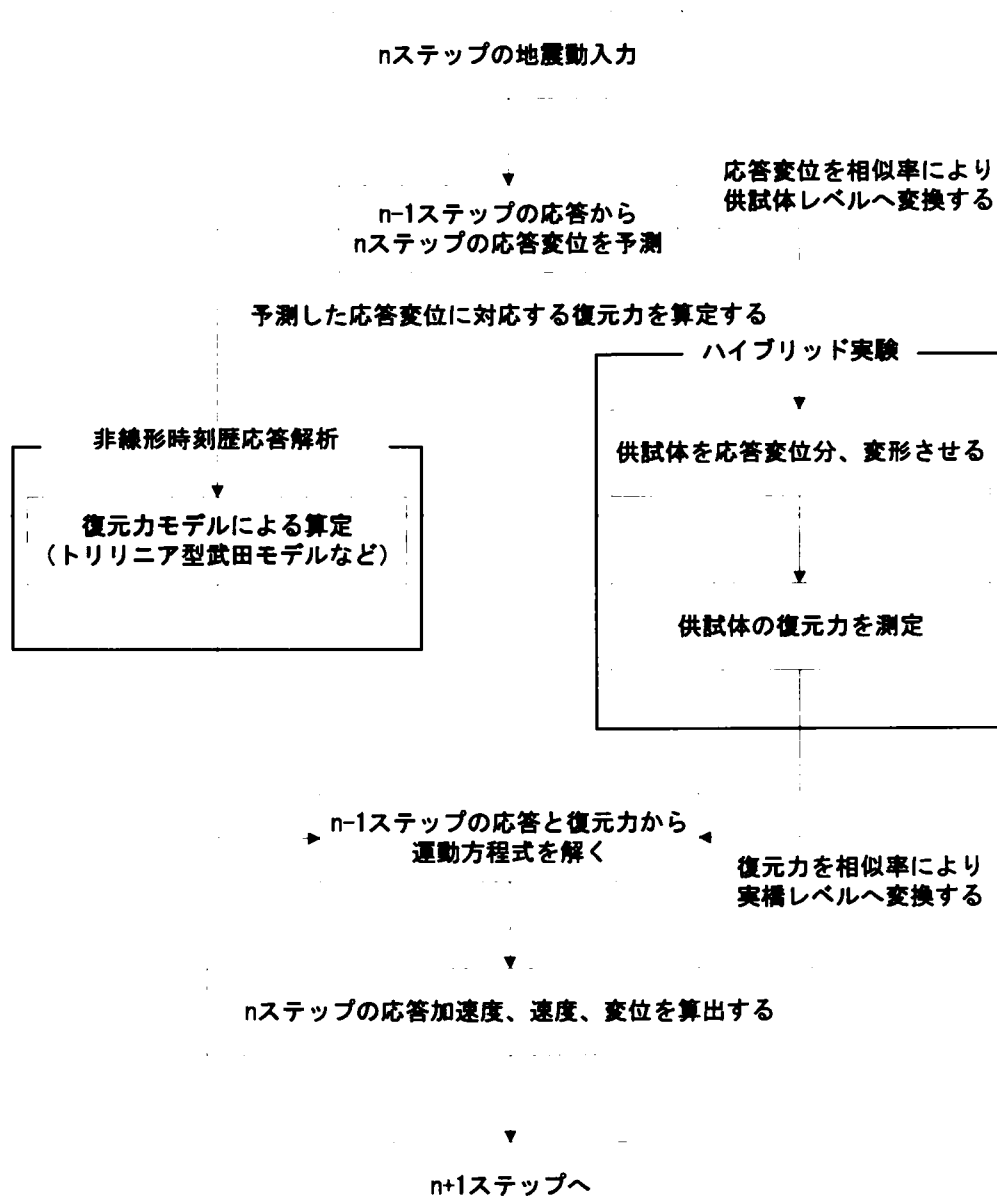
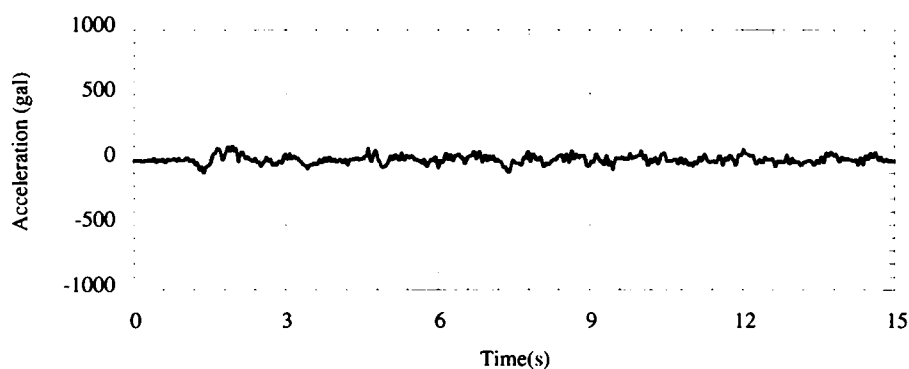
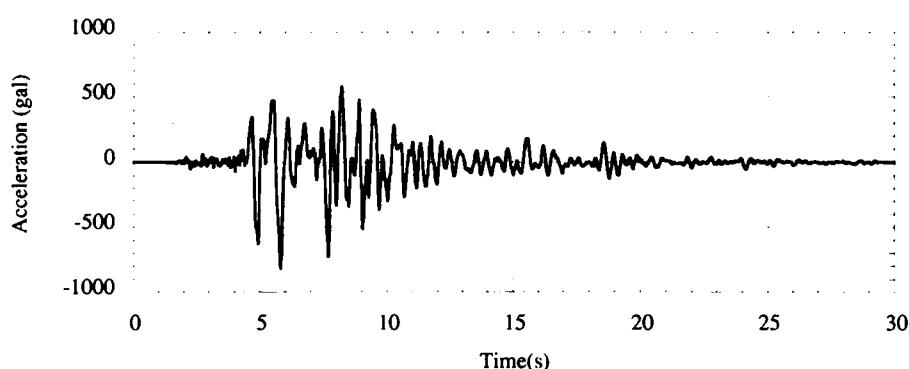


図 4.20: ハイブリッド地震応答実験と非線形時刻歴応答解析



修正開北橋記録（レベル1地震動，I種地盤）



神戸海洋気象台記録NS成分（レベル2地震動，タイプⅡ・I種地盤）

図 4.21: 二段階ハイブリッド地震応答実験における入力地震動

は，対象 RC 橋脚，UBRC 橋脚の二段階の耐震性，すなわち，レベル 1，2 地震動に対する耐震性を評価するため，まず，レベル 1 地震動として，道路橋示方書において時刻歴応答解析用標準波形として規定されている地震動のうち，I 種地盤を想定した修正開北橋記録 LG 成分を 15 秒まで入力した．その後，レベル 2 地震動としてタイプⅡ，I 種地盤を想定した神戸海洋気象台記録 NS 成分を入力した（図 4.21）．

### 4.7.3 レベル 1 地震動に対する性能評価

図 4.22～図 4.24 にレベル 1 地震動を入力したハイブリッド地震応答実験結果（P- $\Delta$ 履歴曲線，時刻歴応答絶対加速度，時刻歴応答変位）を示す．また，図 4.25 にハイブリッド地震応答実験時に記録した各供試体のひび割れ分布図を示す．なお，ハイブリッド地震応答実験では，相似則として実構造物解析型手法を用いているため実験結果は全て実大レベルで示している．また，P- $\Delta$ 履歴曲線では，橋脚の損傷レベルを把握す

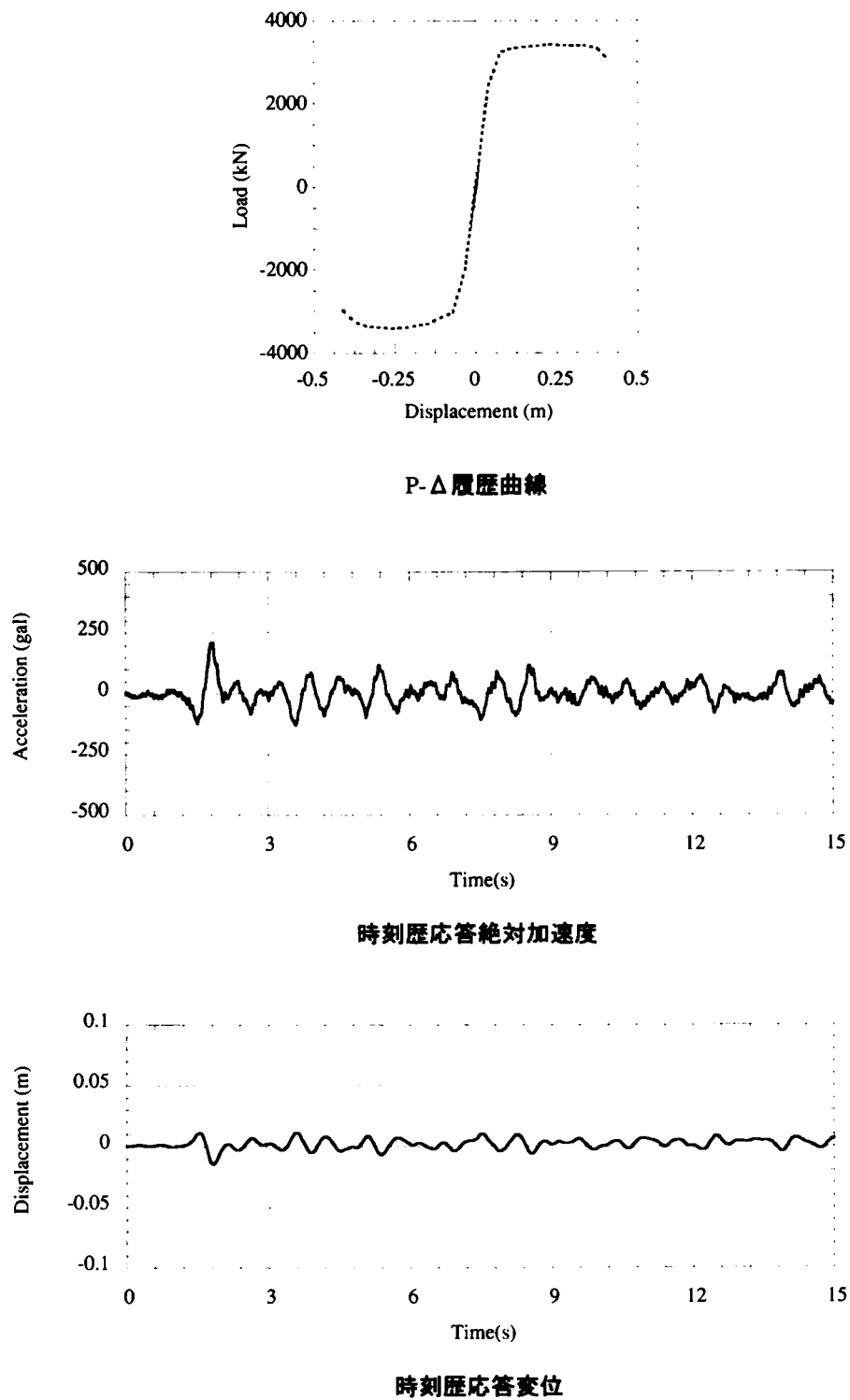


図 4.22: レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果 (100-RC 供試体)



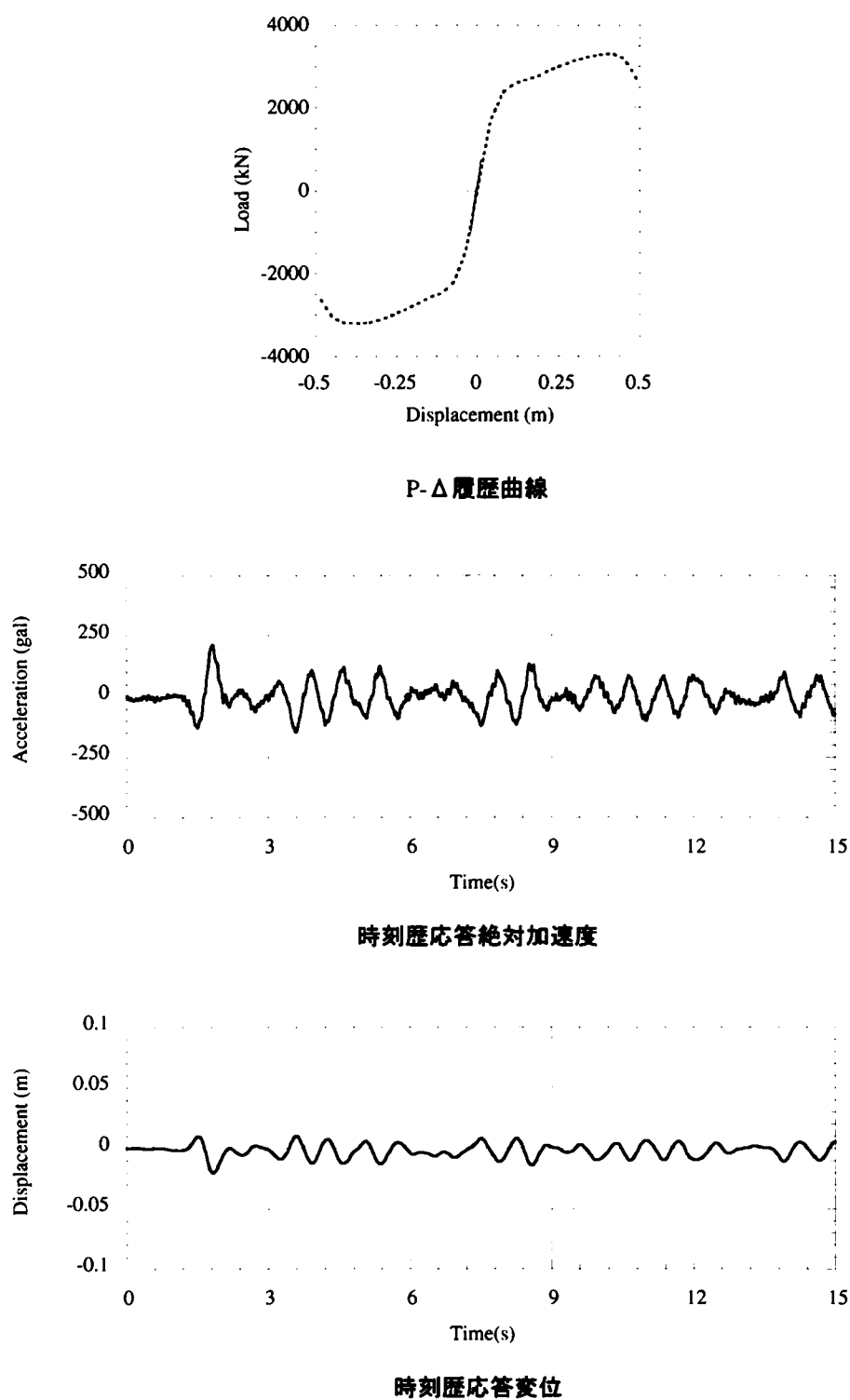


図 4.23: レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果 (72-UBRC 供試体)

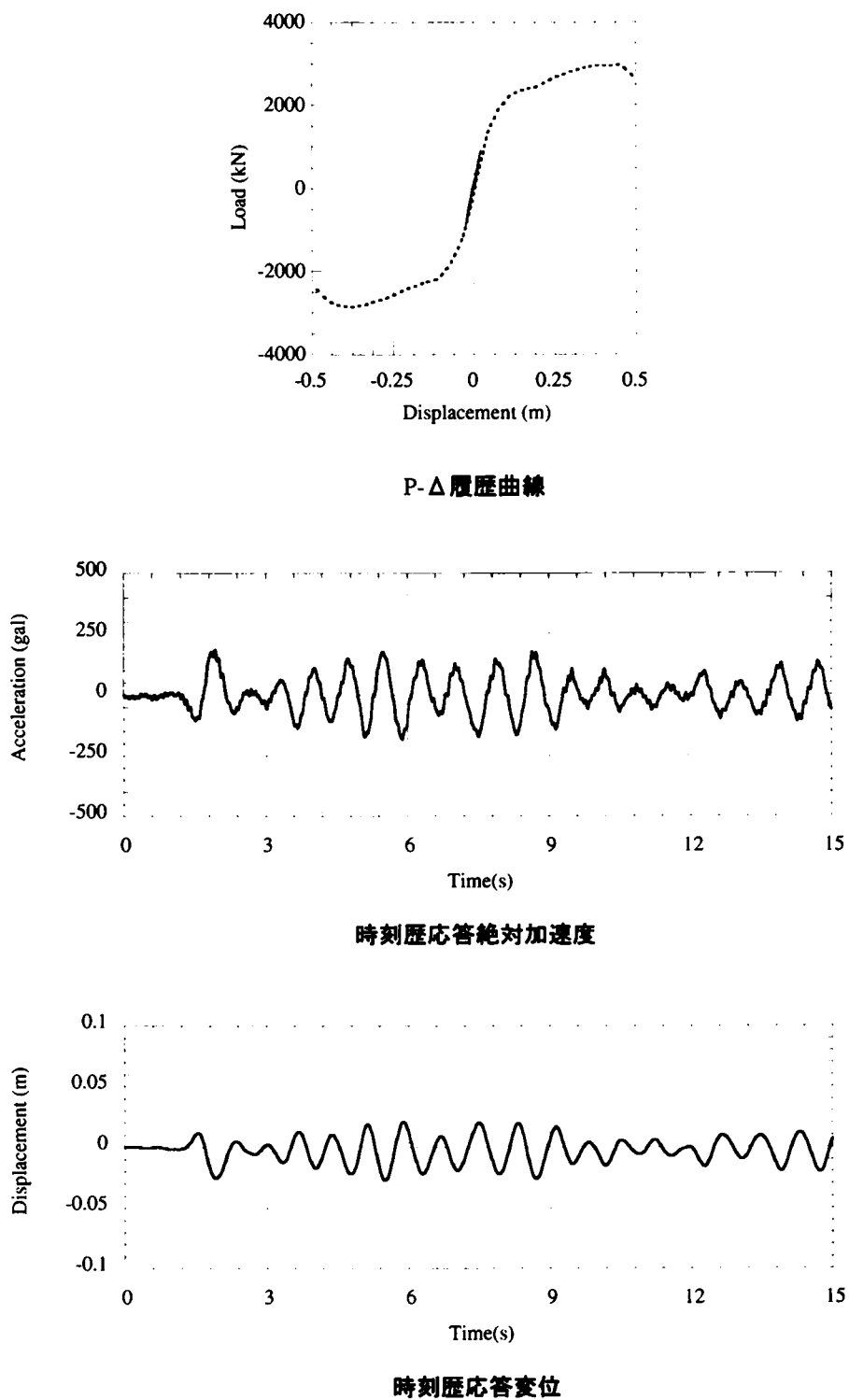


図 4.24: レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果 (60-UBRC 供試体)

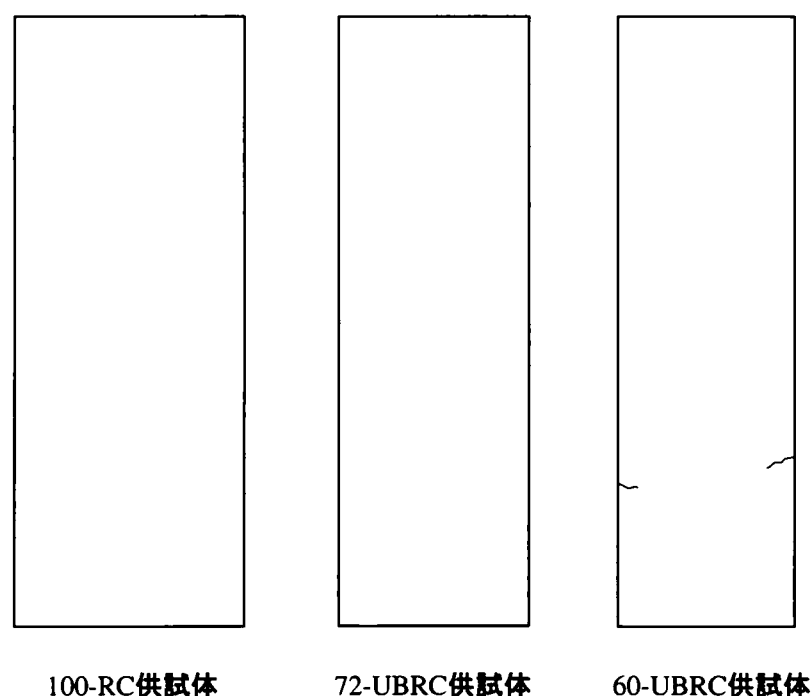


図 4.25: レベル 1 地震動を入力したハイブリッド実験結果（ひび割れ分布図）

るために正負交番載荷実験で得られた骨格曲線を相似則に基づき、実大レベルに拡大したものを破線で示している。

P- $\Delta$  履歴曲線において正負交番載荷実験で得られた骨格曲線（破線）とハイブリッド実験結果（実線）を比較すると、全ての供試体において応答が弾性範囲内であることが分かる。また、100-RC、72-UBRC 供試体では、ひび割れが発生せず、60-UBRC 供試体では、ひび割れが発生しているがその数は少なく、ひび割れ幅も非常に小さいものであった。以上より、レベル 1 地震動に対する性能、基準を全ての橋脚が満足していることが実証できた。ただし、60-UBRC 供試体の最大応答変位は、0.027m であり全ての供試体の中で最も大きい値を示している（表 4.8）。また、応答性状も減衰性が小さく、最大応答に近い変形を繰り返している。これは、橋脚断面が小規模化し初期剛性が低下し、橋脚の弾性固有周期が長周期化したことに起因する。一般に、弾性範囲内では、系の固有周期が長周期化すると応答絶対加速度が低下し、応答変位が増加

表 4.8: 各供試体の最大応答絶対加速度, 応答変位

供試体	最大応答絶対加速度 (gal)	最大応答変位 (m)
100-RC	212	0.015
72-UBRC	215	0.020
60-UBRC	185	0.027

する。今回の実験でも、応答絶対加速度については、60-UBRC 供試体が 185gal と最も小さくなっており、同様の傾向が確認できる。

#### 4.7.4 レベル2地震動に対する性能評価

##### タイプⅡ地震動に対する性能評価

図 4.26～図 4.28 にレベル2・タイプⅡ地震動を入力したハイブリッド地震応答実験結果（P- $\Delta$ 履歴曲線，時刻歴応答絶対加速度，時刻歴応答変位）を示す。P- $\Delta$ 履歴曲線では，レベル1地震動に対する結果と同様に正負交番載荷実験で得られた骨格曲線を実大レベルに拡大したものを破線で示している。

まず，UBRC 供試体では，正負交番載荷実験でも見られたように安定した二次剛性が，P- $\Delta$ 履歴曲線に付与されていることが分かる。これに対し，100-RC 供試体では，正負交番載荷実験で確認できなかった二次剛性が若干ではあるが，P- $\Delta$ 履歴曲線に現れている。これは，RC 供試体の正負交番載荷実験では，繰返しにより RC 構造が劣化したのに対し，神戸海洋気象台記録を入力したハイブリッド地震応答実験では，最大応答変位が方押し載荷に近い状態で現れているため繰返しによる劣化が小さくなったためであると考えられる。一方，UBRC 供試体では弾性挙動を示す芯材が RC 断面に加えられているため，正負交番載荷実験においても繰返しによる劣化の影響が小さくなり，ハイブリッド地震応答実験の P- $\Delta$ 履歴曲線と正負交番載荷実験の骨格曲線が一致している。

次に，最大応答変位について見てみると，全ての供試体において地震時における最大応答変位が正負交番載荷実験による骨格曲線（破線）で示される橋脚の終局変位内であることが分かる。また，最大応答変位の大きさもレベル1地震動の実験結果と異なり，断面の大きさに関わらず，ほぼ同じ大きさである（表 4.9）。つまり，神戸海洋気象台記録に対しては，全ての供試体が，レベル2地震動に対し橋脚構造が崩壊せず，応答が限られた範囲内に留まるという性能を満足している。一方，残留変位について

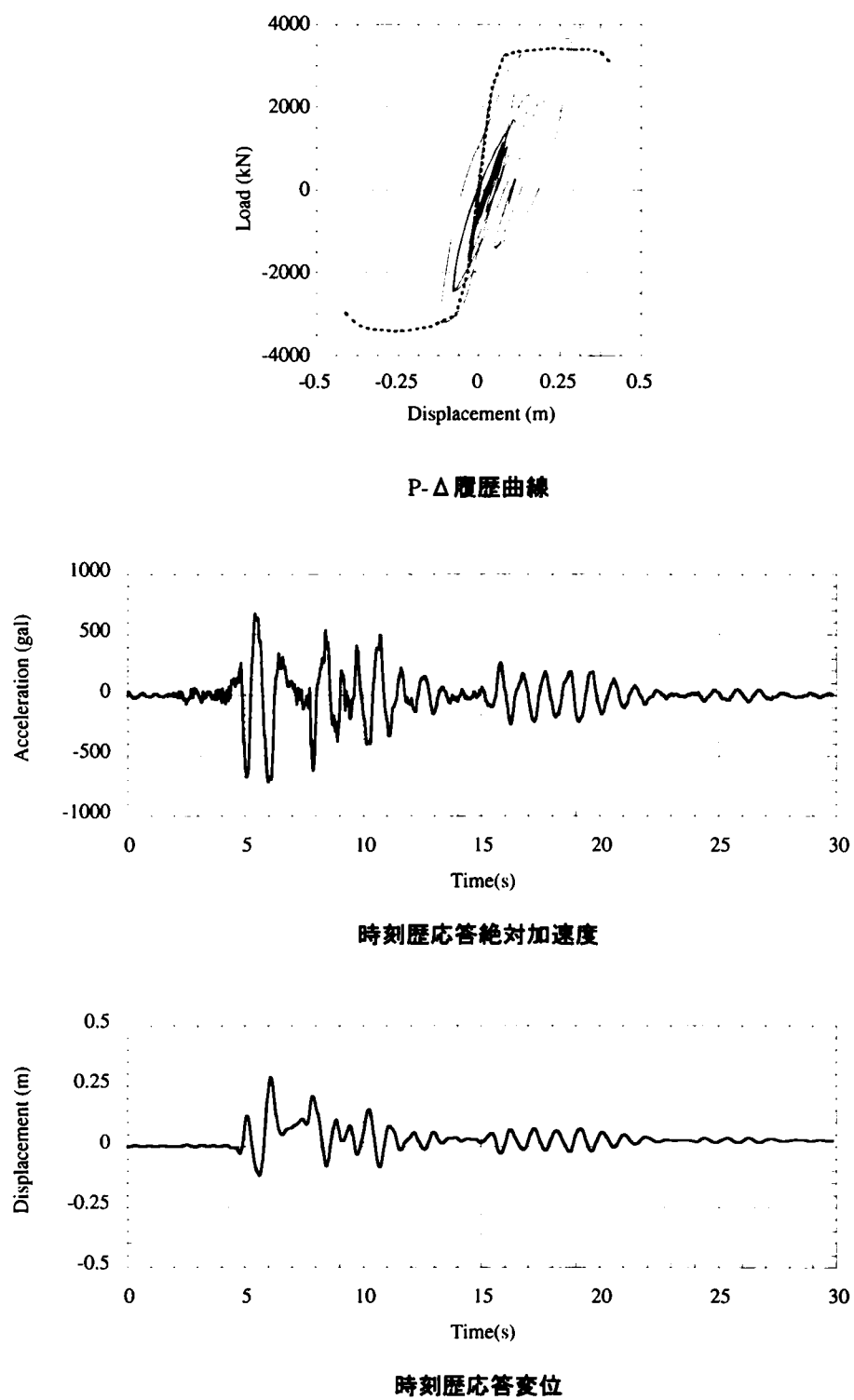


図 4.26: レベル2・タイプⅡ地震動を入力したハイブリッド実験結果(100-RC 供試体)

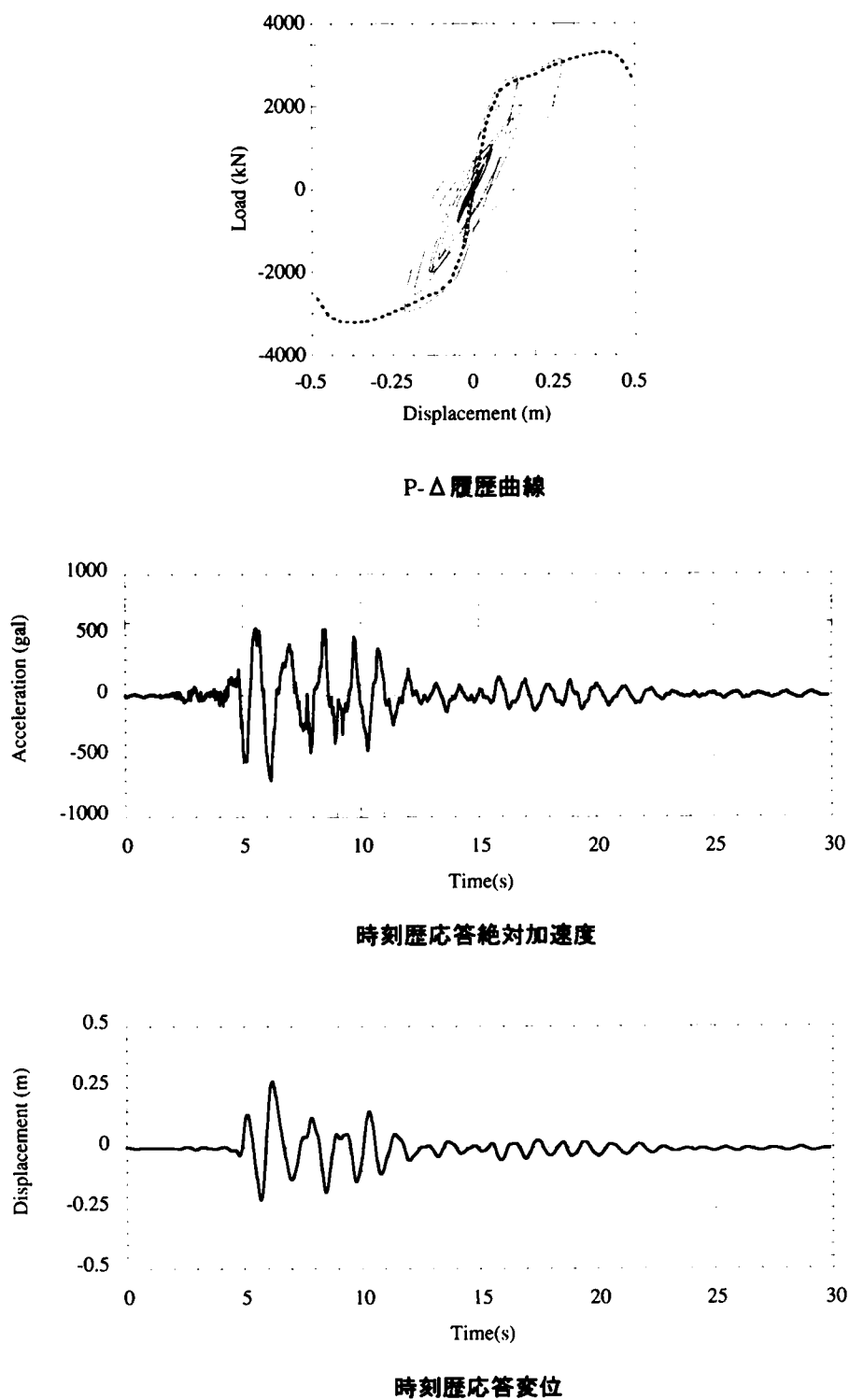


図 4.27: レベル2・タイプⅡ地震動を入力したハイブリッド実験結果 (72-UBRC 供試体)

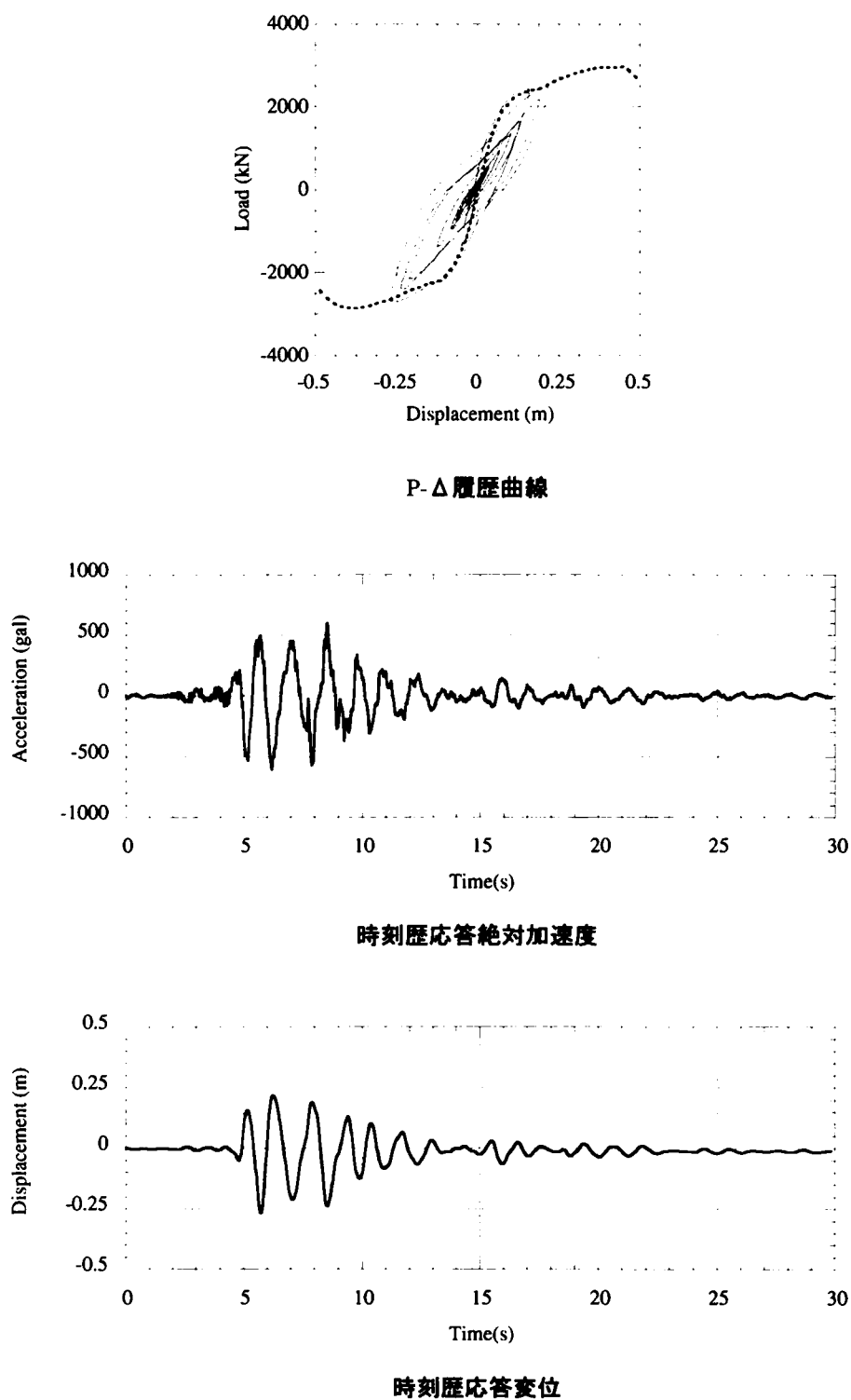


図 4.28: レベル 2・タイプ II 地震動を入力したハイブリッド実験結果 (60-UBRC 供試体)

表 4.9: 各供試体の最大応答絶対加速度, 応答変位

供試体	最大応答変位 (m)	残留変位 (m)
100-RC	0.286	0.025
72-UBRC	0.275	0.006
60-UBRC	0.277	0.010
60-RC	0.285	0.007

は, 100-RC 供試体が 0.025m であるのに対し, UBRC 供試体は両者とも 0.01m 以内で, 二次剛性による残留変位の低減効果が確認できる. また, 応答変位波形も UBRC 供試体の方が復元性が高い形状を示している. 例えば, 6~7 秒付近の応答変位波形を見ると 100-RC 供試体では, 応答変位がゼロまで戻らずに再び正側に増加しているのに対し, 72, 60-UBRC 供試体では応答変位がゼロ付近を越えて, 正負対象となるような応答変位を示している. 本実験でも確認されたように, UBRC 供試体では, 二次剛性により方流れせず, 安定した応答, 履歴を示すことにより残留変位が低減する. ただし, 残留変位の大きさは, 全ての供試体で道路橋示方書による規定である 0.096m 以内であることから, 今回, 設計した全ての橋脚が, レベル 2 地震動に対し残留変位が限られた範囲内であるという規定を満足していることが分かる.

次に, 60-UBRC 供試体について, 地震時における芯材の配置効果を検討するため, 芯材を配置しない場合, すなわち, 60-RC 供試体の地震時挙動を非線形時刻歴応答解析により算出し, 60-UBRC 供試体のハイブリッド地震応答実験結果と比較する. なお, 非線形時刻歴応答解析では, 60%RC 橋脚のファイバーモデル解析結果 (P- $\Delta$  曲線) をトリリニア型武田モデル (図 4.29) にモデル化し, ハイブリッド地震応答実験と同じ一自由度せん断バネモデルの復元力特性として与えている. 60-RC 供試体を想定した動的解析結果を図 4.30 に示す.

図 4.30, 表 4.9 を見てみると, 芯材を配置していない場合でも 60-UBRC 供試体と同程度の損傷であることが分かる. 必要強度スペクトルによる検討では, 60%断面橋脚については, 断面の小規模化に伴う初期剛性の低下, 弾性固有周期の長周期化により, 要求される必要強度が著しく小さいものであった. そのため, 芯材を配置していない 60-RC 供試体でも, その最大応答変位が終局変位内に留まる大きさになったものと思われる. つまり, 神戸海洋気象台記録に対する 60%断面橋脚の必要強度の低減, 耐震性能の確保は, 二次剛性の付与による効果に比べ, 断面縮小に伴う橋脚の軟化, 初期剛性の低下による効果の方が大きいことが分かる.

一方, 60%断面橋脚に対する残留変位スペクトルによる検討では, 二次剛性を付与



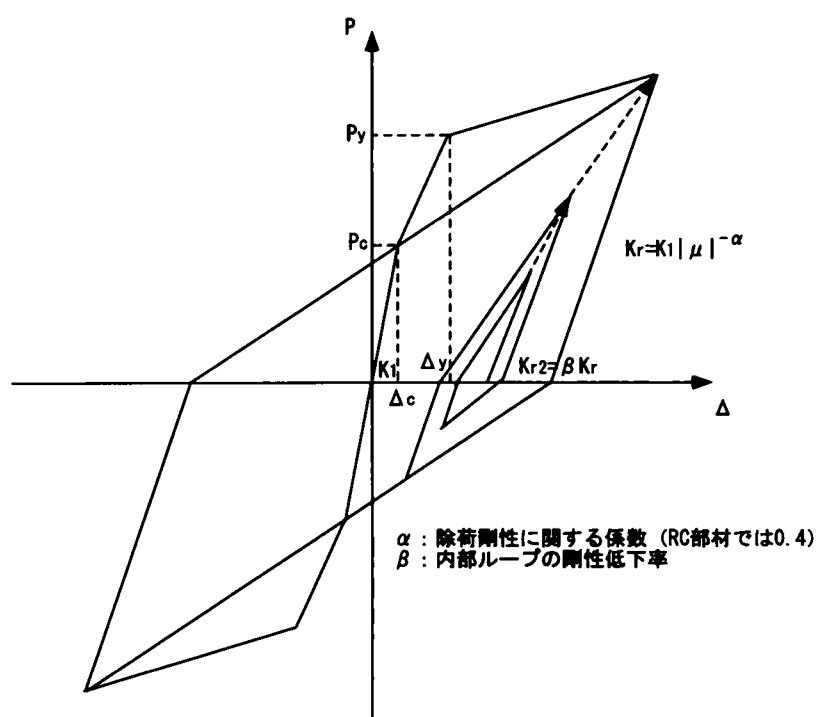


図 4.29: トリリニア型武田モデル

しない場合に、残留変位がその規定である 0.096m より大きくなる可能性が得られた。そのため、60%断面橋脚に二次剛性を付与するための芯材を配置することを決定した。これに対し、60-RC 供試体の動的解析結果では、最大応答変位のみならず残留変位についても、0.096m 以内に留まり、60-UBRC 供試体と同程度の大きさとなっている。この原因としては、残留スペクトルにおいて、剛性劣化を考慮しないバイリニアモデルを非線形特性として想定していたため、繰返しと変形状態により剛性が劣化する RC 構造の残留変位としては大きい値を評価していたことが考えられる。

### タイプ I 地震動に対する性能評価

本研究では、試設計した小規模断面を有する UBRC 橋脚のタイプ I 地震動に対する耐震性を評価するために、100-RC, 72, 60-UBRC 供試体に最大加速度を 400gal にスケールアップした開北橋記録 LG 成分 (図 4.31) を入力したときの地震時挙動を、非線形時刻歴応答解析により評価する。図 4.32～図 4.34 に非線形時刻歴応答解析結果 (P-Δ 履歴曲線, 時刻歴応答絶対加速度, 時刻歴応答変位) を示す。P-Δ 履歴曲線では、前節までと同様に正負交番載荷実験で得られた骨格曲線を破線で示している。なお、解

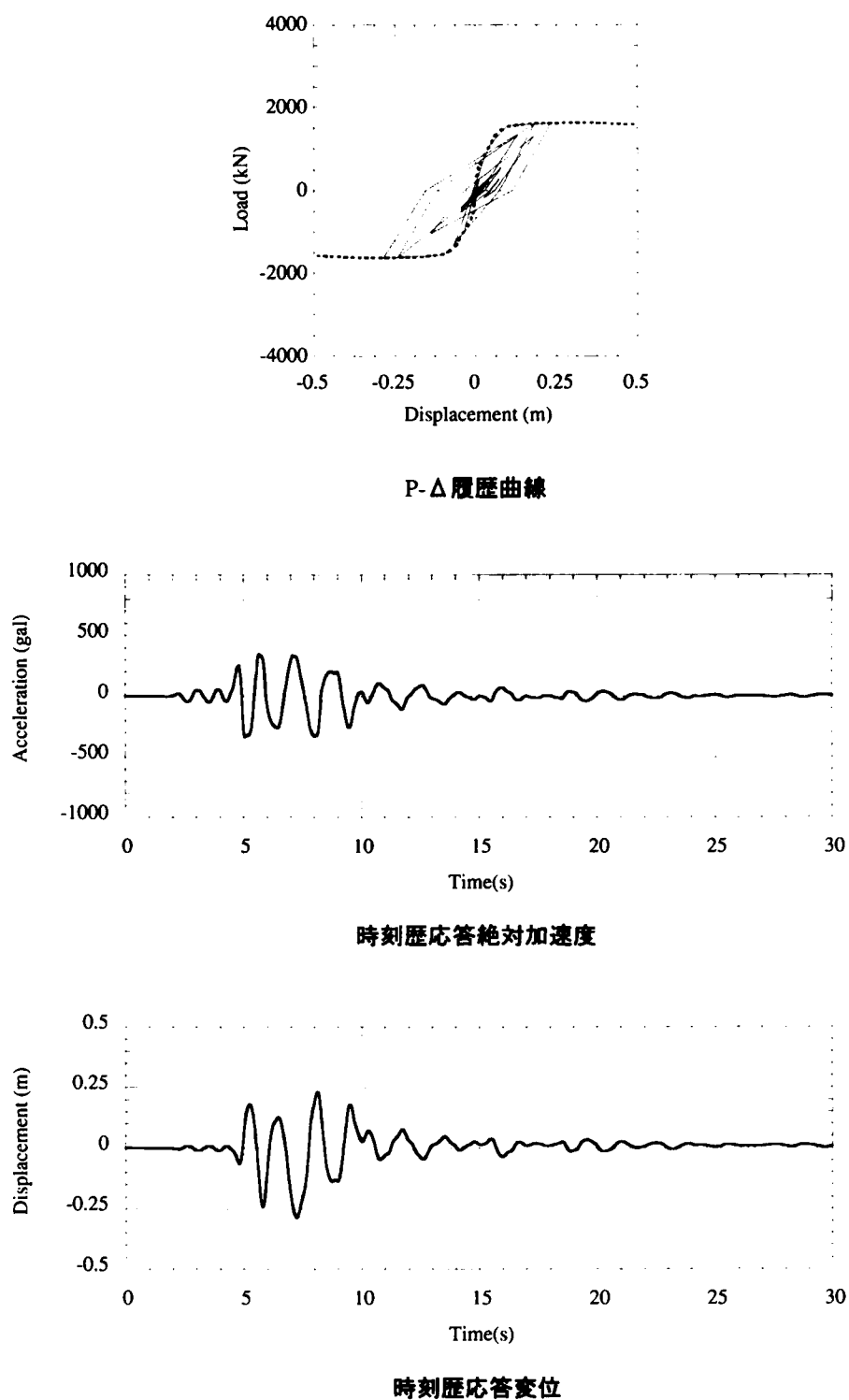


図 4.30: レベル2・タイプⅡ地震動を入力した動的解析結果 (60-RC 供試体)

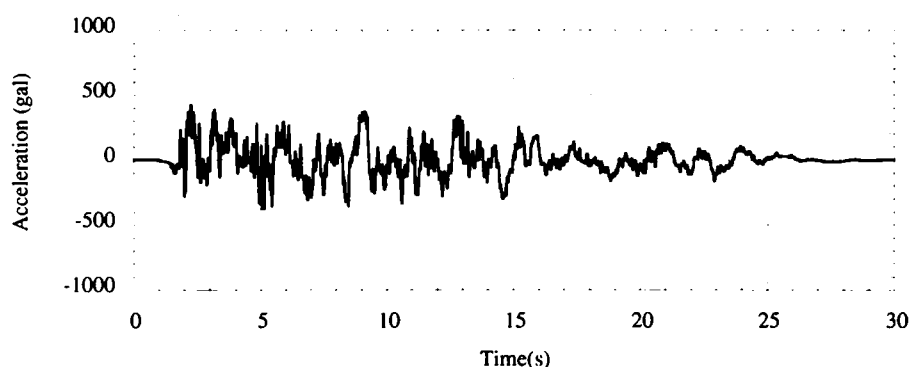


図 4.31: レベル 2・タイプ I 地震動（開北橋記録 LG 成分，最大加速度 400gal）

析の条件は，前節における 60-RC 供試体の動的解析と同様である．ただし，トリリニア型武田モデルのパラメータに関しては，神戸海洋気象台記録を入力したハイブリッド地震応答実験結果（P- $\Delta$  履歴曲線）を再現できるような値を設定している．

まず，動的解析結果において，骨格曲線と P- $\Delta$  履歴曲線を比較すると神戸海洋気象台記録と同様に全ての供試体において最大応答変位が終局変位内であることが分かる，ただし，最大応答については，神戸海洋気象台記録と異なり，断面が小さくなるほど大きく，かつ，応答変位波形も周期が長くなっている（表 4.10）．この傾向は，開北橋記録が神戸海洋気象台記録に比べ長周期成分を多く含む地震動，すなわち，断面の縮小に伴う橋脚の弾性固有周期の長周期化が不利に作用する地震動であるためと考えられる．神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトル（図 4.10）では，弾性固有周期が長くなるほど，その値が低減する傾向があった．そのため，60%断面橋脚でも芯材を 1 本程度，配置するだけで必要とされる降伏耐力を実現でき，地震時における応答変位も終局変位内に留めることが可能であった．しかし，開北橋記録に対する必要強度スペクトル（図 4.9）では，系の弾性固有周期が長くなっても必要強度が低下せず，逆に増加する傾向があった．そのため，断面を小規模化し初期剛性と降伏耐力が低下した 72, 60-UBRC 供試体では，高い降伏耐力を有する 100-RC 供試体に比べ地震時における応答が大きくなったものと思われる．しかし，最大応答については，前述したように全ての供試体で終局変位内であり，かつ，残留変位についても全ての供試体で道路橋示方書の 0.096m 以下に留まっている．以上より，レベル 2，タイプ I 地震動に対しても，本研究で試設計した 72, 60%UBRC 橋脚は，地震に対して崩壊せず，かつ，残留変位が過大でないなどのレベル 2 地震動で要求される性能を満足していることが分

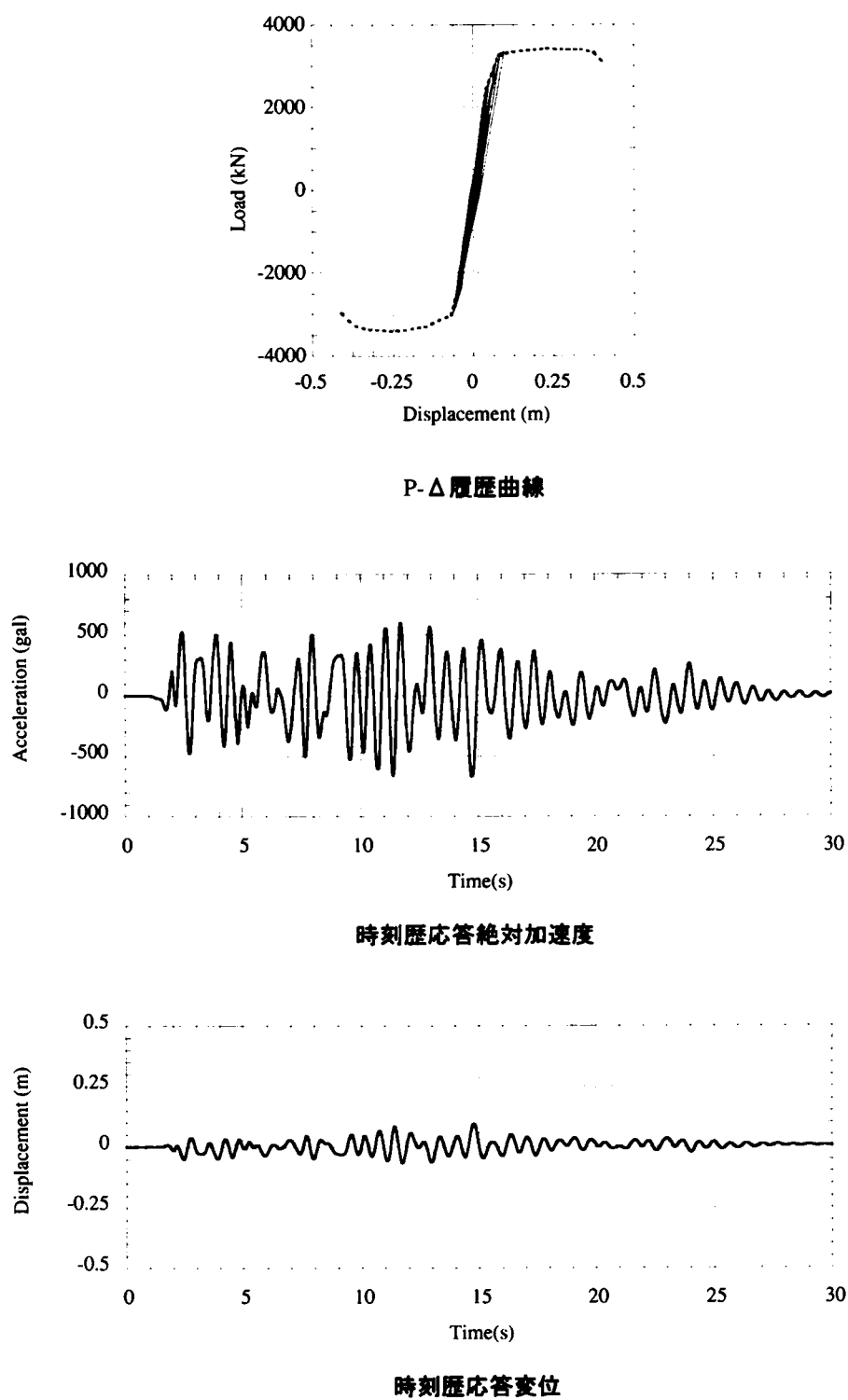


図 4.32: レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果 (100-RC 供試体)

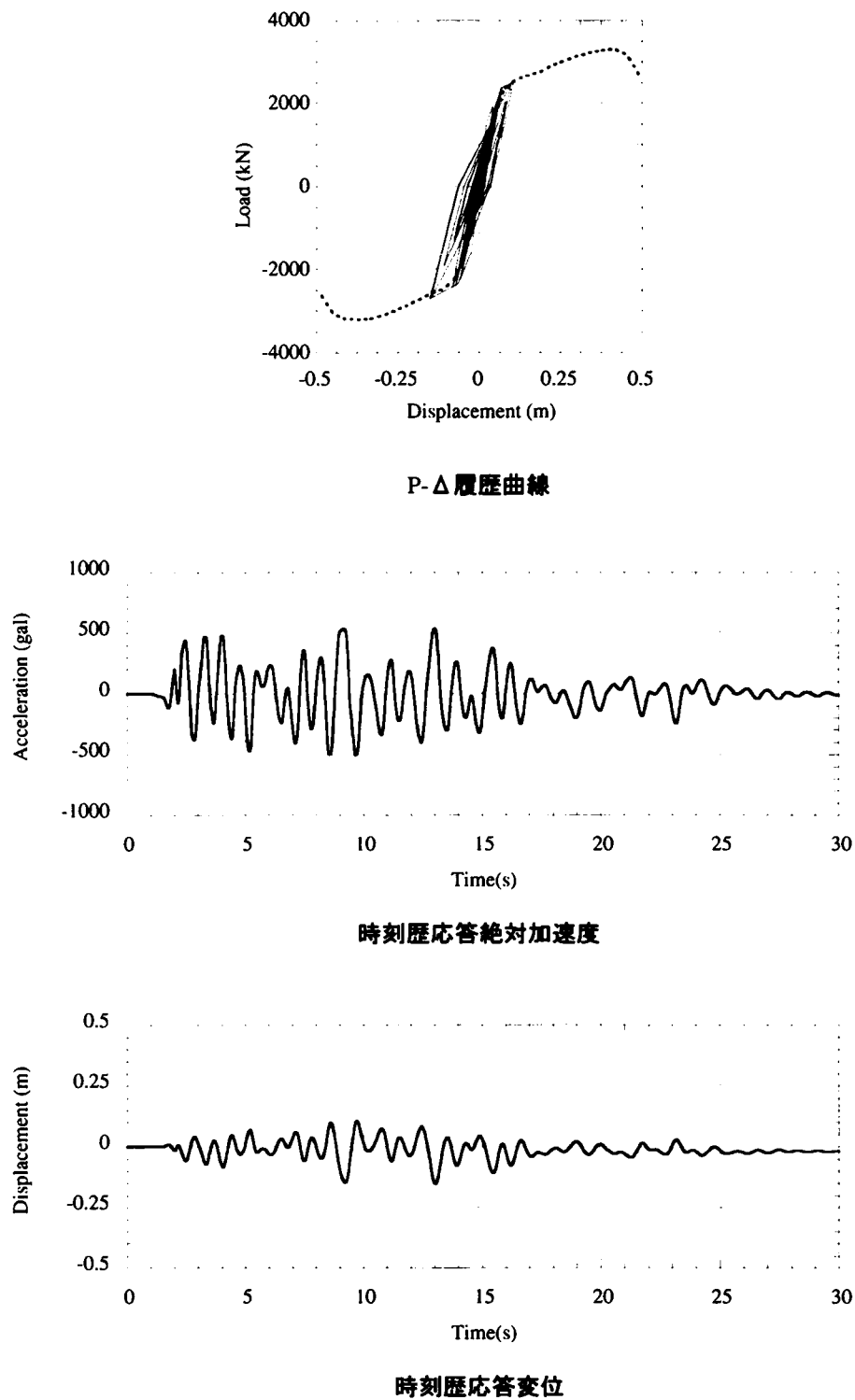


図 4.33: レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果 (72-UBRC 供試体)

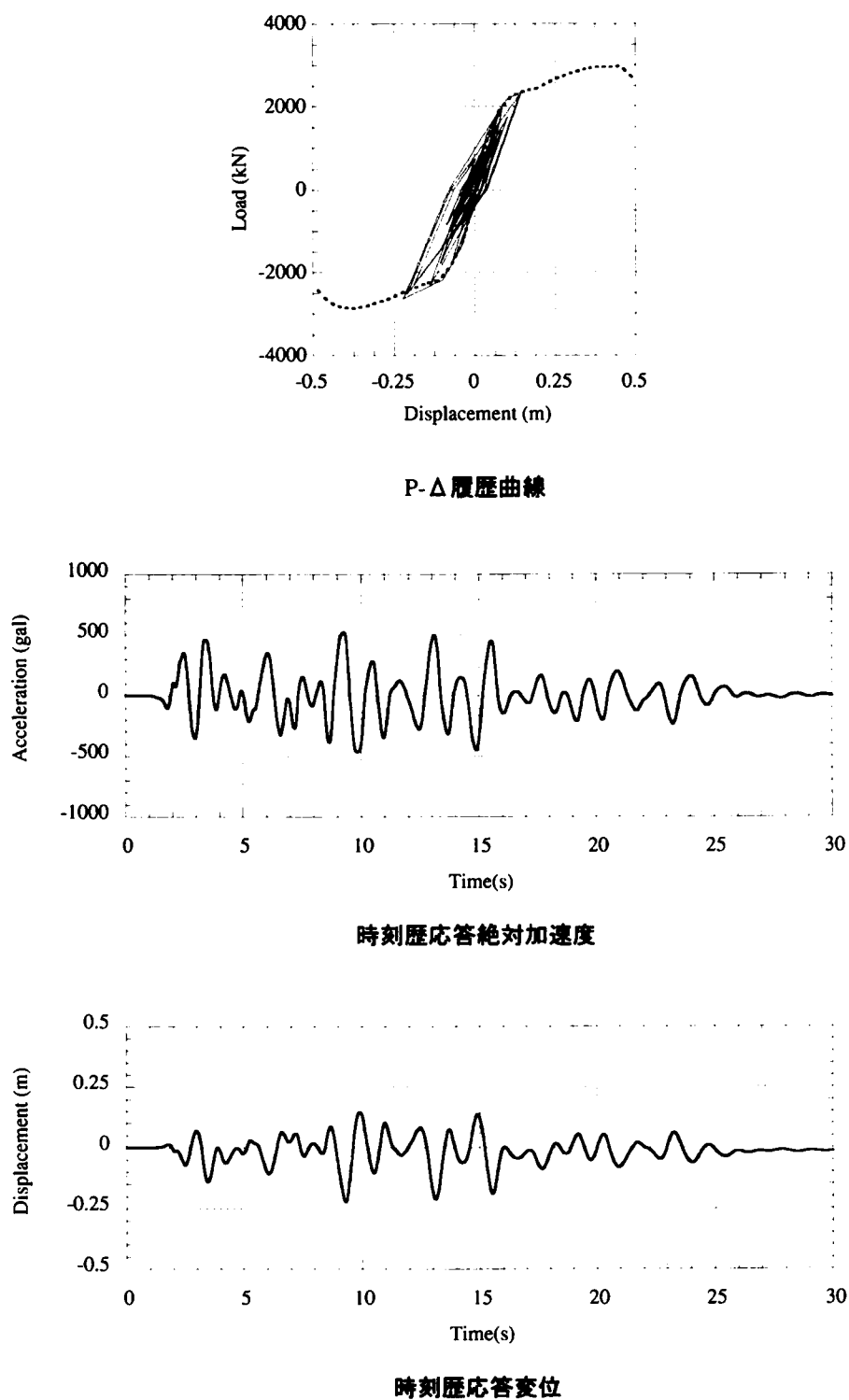


図 4.34: レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果 (60-UBRC 供試体)

表 4.10: 各供試体の最大応答絶対加速度, 応答変位

供試体	最大応答変位 (m)	残留変位 (m)
100-RC	0.096	0.004
72-UBRC	0.152	0.017
60-UBRC	0.223	0.014
60-RC	0.415	0.079

かる。

次に, 60-UBRC 供試体について, 神戸海洋気象台記録に対する評価と同様に, 60-RC 供試体の地震時挙動を非線形時刻歴応答解析により算出し, 60-UBRC 供試体の結果と比較する。図 4.35 に 60-RC 供試体の動的解析結果を示す。

開北橋記録を入力した 60-RC 供試体の動的解析結果では, 60-UBRC 供試体がレベル 2 地震動に対する性能を満足していたのに対し, 最大応答変位が 0.415m, 残留変位が 0.079m となり大きな損傷を示していることが分かる。前述したように, 神戸海洋気象台記録では, 主に橋脚断面の縮小に伴う初期剛性の低下, 弾性固有周期の長周期化により 60%断面橋脚に要求される必要強度が低減された。そのため, 芯材を配置しない 60-RC 供試体でもレベル 2 地震動に対する性能を満足することができた。一方, 開北橋記録では, 必要強度スペクトル (図 4.9) でも 60%断面橋脚に断面の大きさが近づくほど, 必要強度と橋脚の降伏強度との差が少なくなり, 開北橋記録に対する安全性, 耐震性が低下する傾向を示していた。そのため, 開北橋記録を入力した 60-RC 供試体の動的解析では, 神戸海洋気象台記録と異なり大きな損傷を示したものと思われる。しかし, 60-UBRC 供試体では, 芯材を配置したことにより, 60-RC 供試体より大きな降伏耐力, 安定した二次剛性が付与されているため, その損傷が 100-RC 供試体と同様にレベル 2 地震動に対する性能を満足する大きさに留まっている。

以上より, タイプ II 地震動である神戸海洋気象台記録に対しては, 断面の縮小, 初期剛性の低下により 60-UBRC 供試体の耐震性が確保されているのに対し, タイプ I 地震動である開北橋記録では, 芯材の配置による降伏耐力, 二次剛性の増加により 60-UBRC 供試体の耐震性の確保がなされていることが分かる。この実験結果の傾向は, 前章で述べた二次剛性を利用した小規模断面橋脚の耐震設計の考え方と同様であり, 今回, 試設計した小規模断面を有する UBRC 橋脚が本研究で提案している二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方に基づき実現されていることがハイブリッド地震応答実験, 及び, 非線形時刻歴応答解析を用いた検討により実証された。

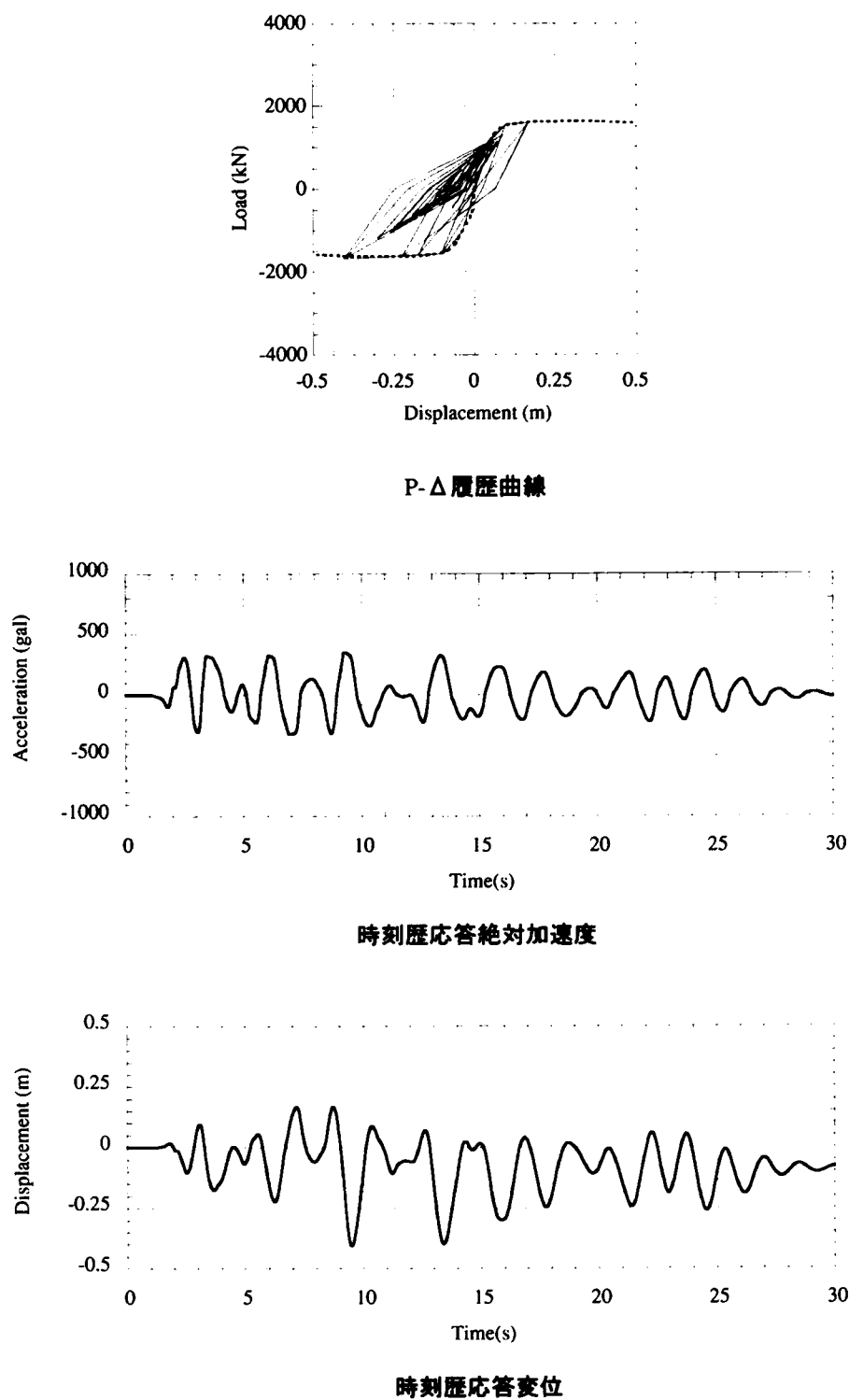


図 4.35: レベル 2・タイプ I 地震動を入力した動的解析結果 (60-RC 供試体)



## 4.8 小規模断面 UBRC 橋脚構造の経済性

### 4.8.1 概要

前節では、UBRC 橋脚構造を適用することにより、二段階耐震設計で要求される性能を満足する道路橋橋脚を RC 構造を適用した場合に比べ、60%程度の断面の大きさで実現できることを明らかにした。道路橋橋脚を小規模化することの意義は、前述したように橋脚重量を低減することによる基礎への慣性力の低下や使用材料の軽減による経済性、施工性の向上などが考えられる。そこで、本研究では、前節で検討した RC 橋脚、及び、小規模断面を有する UBRC 橋脚の建設費を概算し、それらを比較することにより小規模断面を有する UBRC 橋脚構造の経済性について検討する。

### 4.8.2 橋脚建設費の概算について

検討対象橋脚は、前節までにおいて試設計しその耐震性能を載荷実験、及び、非線形時刻歴応答解析により評価した橋脚で、100-RC 橋脚、72-UBRC 橋脚、60-UBRC 橋脚の3橋脚である。表 4.11～表 4.14 に各橋脚の諸元としてコンクリート量や鉄筋量、芯材量を示す。

100-RC 橋脚では、断面の規模が最も大きいため使用するコンクリート、鉄筋量が最大となっている。これに対し、72、60-UBRC 橋脚では、断面を小規模化しているため、それぞれの断面の規模に応じてコンクリート、鉄筋量が低減されている。しかし、UBRC 橋脚では、芯材として  $\phi 69$  C 種 PC 鋼棒を配置するためその分の費用を考慮する必要がある。

本研究における橋脚建設費の概算では、基礎、フーチング部分、張り出し梁部分、また、橋脚建設時における足場工などについては、全ての橋脚で同様であると仮定し、それらの建設費については概算しないものとする。すなわち、本研究では、橋脚躯体部分のコンクリート工、鉄筋工（軸方向鉄筋、帯鉄筋）、及び、UBRC 橋脚における芯材配置工に伴う、労務費、材料費、機械運転費の合計を橋脚建設費として検討するものとする。

表 4.11: 各橋脚のコンクリート量

橋脚の種類	断面積 ( $m^2$ )	橋脚高さ ( $m$ )	表面積 ( $m^2$ )	体積 ( $m^3$ )
100-RC	5.76	10.4	99.84	59.90
72-UBRC	4.16	10.4	84.86	43.28
60-UBRC	3.42	10.4	76.96	35.59

表 4.12: 各橋脚の鉄筋量

橋脚の種類	鉄筋の種類	配置長さ ( $m$ )	本数	総重量 ( $tonf$ )
100-RC	SD345 D35	10.4	72	6.70
72-UBRC	SD345 D35	10.4	52	4.85
60-UBRC	SD345 D35	10.4	44	4.10

表 4.13: 各橋脚の帯鉄筋量

橋脚の種類	鉄筋の種類	配置長さ ( $m$ )	本数	総重量 ( $tonf$ )
100-RC	SD345 D19	8.78	69	1.35
72-UBRC	SD345 D19	7.23	69	1.10
60-UBRC	SD345 D19	6.42	69	0.99

表 4.14: 各橋脚の芯材量

橋脚の種類	芯材の種類	配置長さ ( $m$ )	本数	総重量 ( $tonf$ )	定着箇所
100-RC	-	-	-	-	-
72-UBRC	$\phi 69$ C 種 PC 鋼棒	10.0	4	1.17	8
60-UBRC	$\phi 69$ C 種 PC 鋼棒	10.0	6	1.76	12

表 4.15: コンクリート工の単価

コンクリートポンプ車打設 (円 / $m^3$ )	型枠工 (円 / $m^2$ )	養生工 (円 / $m^3$ )
17787	6713	287

表 4.16: コンクリート工の費用

橋脚の種類	コンクリートポンプ車打設 (円)	型枠工 (円)	養生工 (円)	合計
100-RC	1065520	670230	16960	1752710
72-UBRC	769840	569700	12250	1351790
60-UBRC	633120	516640	10080	1159840

### 4.8.3 橋脚建設費の概算

#### コンクリート工の費用

本研究では、橋脚建設時におけるコンクリート工として、コンクリートの打設作業であるコンクリートポンプ車打設、型枠を製作、設置、撤去する型枠工、コンクリート打設後の養生（一般養生）を行う養生工を設定し、それらの作業に伴う世話役、特殊作業員、普通作業員、材料費、機械運転費を概算した。表 4.15、表 4.16 に各作業の単価と各橋脚に対する概算結果を示す。なお、コンクリート工の概算に用いたそれぞれの作業の単価、歩掛は、平成 13 年度版 土木工事積算標準単価<sup>5),6)</sup>に示されている値のうち、京都府を想定したものを用いている。

コンクリート工では、橋脚建設時に使用するコンクリート量や型枠の面積により、その費用が決定される。したがって、小規模断面を有する UBRC 橋脚では、断面が小さくなるに従って、コンクリート工に伴う費用が軽減されている。特に 60-UBRC 橋脚では、100-RC 橋脚に比べ 34%程度のコンクリート工に伴う費用が軽減されており、断面の小規模化が橋脚建設時のコンクリート工の費用の軽減に有効であることが分かる。

#### 鉄筋工の費用

土木工事における鉄筋工の単価は、コンクリート工と異なり材料費、労務費、下請経費等を含む単位工事量当りの市場での取引価格が直接、積算価格の算出に利用される市場単価方式<sup>7)</sup>により求められる。本研究では、2003 年 7 月時点の鉄筋工の市場単価<sup>8)</sup>より、橋脚建設時における鉄筋工（クレーン使用、10tonf 未満）の費用を概算した。表 4.17、表 4.18 に各作業の単価と各橋脚に対する概算結果を示す。また、帯鉄筋に関する費用を表 4.19 に示す。帯鉄筋の鉄筋工の単価は、軸方向鉄筋と同様とする。

表 4.17: 鉄筋工の単価

鉄筋工 (円 /tonf)	材料費 (SD345 D35) (円 /tonf)
57500	37500

表 4.18: 鉄筋工の費用

橋脚の種類	鉄筋工 (円)	材料費 (SD345 D35) (円)	合計
100-RC	385500	251420	636920
72-UBRC	278420	181580	460000
60-UBRC	235590	153650	389240

表 4.19: 帯鉄筋工の費用

橋脚の種類	鉄筋工 (円)	材料費 (SD345 D19) (円)	合計
100-RC	77560	50580	128140
72-UBRC	63820	41620	105440
60-UBRC	56720	36990	93710

概算結果より、コンクリート工と同様に断面が小規模化するにしたがって、橋脚建設時における使用鉄筋量が低減し、それに伴う費用も軽減されていることが分かる。また、帯鉄筋工に関する費用も、断面の周囲長さが小さくなることにより使用量が低減するため、断面の小規模化に伴い低減している。

### 芯材配置工の費用

本研究では、UBRC 橋脚構造における芯材配置工が芯材を鉄筋と同様に配置する配置工、芯材をナットなどの定着器具により橋脚躯体に定着する定着工によるものと考え、それらの作業に伴う費用、並びに、C 種 PC 鋼棒の費用を合計したものを、芯材配置工の単価とした。表 4.20 に各作業の単価を示す。なお、芯材定着工については、PC 桁を制作する際に用いられる PC 鋼棒の定着工単価<sup>7)</sup>を用いている。定着工単価には、φ69 用の PC 鋼棒定着器具の単価<sup>7)</sup>として、φ32 用の PC 鋼棒定着器具 (3220 円 / 個) の 2 倍の値段 (6440 円 / 個) が含まれている。また、芯材の配置工に関しては、材料は PC 鋼棒であるが、UBRC 構造では、PC 構造と異なりプレストレスを作用させないため、グラウトなどの充填、シース管の加工などが不要なく通常の鉄筋と同様に配置できることを考慮し、その単価は鉄筋工と同様であるとした。

100-RC 橋脚では、芯材を配置しないため、芯材配置工に関する費用は無い。これに対して UBRC 橋脚では、芯材の配置量に従って、芯材配置工に伴う費用が増加している。今回の検討では、芯材を C 種 PC 鋼棒であると仮定した結果、その材料費は通常

表 4.20: 芯材配置工の単価

配置工 (円 /m)	定着工 (円 /1 箇所)	材料費 (C 種 PC 鋼棒) (円 /tonf)
1905	10200	235000

表 4.21: 芯材配置工の費用

橋脚の種類	配置工 (円)	定着工 (円)	材料費 (円)	合計
100-RC	-	-	-	-
72-UBRC	67480	81600	275790	424870
60-UBRC	101220	122400	413680	637300

の鉄筋の約7倍程度、高くなっている。そのため、UBRC 橋脚では、鉄筋工に伴う費用と芯材配置工に伴う費用が同等の大きさとなり、特に 60-UBRC 橋脚では、鉄筋配置工よりも芯材配置工の費用が大きくなっている。

#### 各橋脚の建設費用

表 4.22 にコンクリート工、鉄筋工、芯材配置工の費用を合計した橋脚建設費の比較を示す。積算結果より、72-UBRC 橋脚で約 7%程度、60-UBRC 橋脚で約 10%程度の建設費が低減できることが分かる。これは、橋脚断面を小規模化したことによるコンクリート工、鉄筋工の費用の低減量が、UBRC 橋脚における芯材配置工の費用の増加量を上回ったためである。つまり、UBRC 構造を適用することにより二段階耐震設計で要求される性能を有する橋脚を、従来の RC 構造を適用した場合に比べ少ない費用で実現することができる。

また、今回の積算では、橋脚のフーチング、基礎部分は全ての橋脚で同様であるとして積算対象としていないが、基礎やフーチングの規模、大きさが、橋脚躯体の小規模化に応じて省力化することができれば、基礎、フーチングの部分においても建設費用の削減を図ることができる可能性がある。さらに、UBRC 構造の建設費において大きな割合を占める芯材配置工（定着、組み立て、材料費）などが、UBRC 橋脚の建設手法の一般化などにより低く抑えられるようになること、また、橋脚断面の大きさと最適な芯材配置の組み合わせを実現することができれば、今回の積算結果よりも経済的に UBRC 橋脚が有利となる可能性がある。

表 4.22: 各橋脚の建設費

橋脚の種類	建設費 (円)	比率
100-RC	2517770	1.000
72-UBRC	2342100	0.930
60-UBRC	2280090	0.905

## 4.9 まとめ

本研究では、二次剛性を利用した二段階耐震設計法を UBRC 橋脚構造へ適用する試みを行った。本章では、まず、道路橋橋脚を対象として、小規模断面を有する UBRC 橋脚構造を二次剛性を考慮した必要強度スペクトルより試設計した。そして、試設計した UBRC 橋脚と対象とした RC 橋脚の地震時性能評価をハイブリッド地震応答実験を主とする載荷実験、並びに、非線形時刻歴応答解析により行った。また、試設計した UBRC 橋脚と RC 橋脚の建設費を積算し、UBRC 橋脚構造を用いることが道路橋橋脚建設時の経済性に与える影響について検討した。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- 道路橋単柱式橋脚を対象として、二次剛性を利用した二段階耐震設計を UBRC 橋脚に適用し、その試設計を必要強度スペクトルに基づいて行った。その結果、RC 構造では、二次剛性が期待できないために、レベル 2 地震動によって橋脚の断面が決定され、その断面の規模が大きくなるのに対し、UBRC 橋脚では、芯材配置による降伏耐力、二次剛性の増加により、その断面を RC 構造の 72, 60%程度に低減できることが分かった。
- 試設計した橋脚の実験用供試体に対するハイブリッド地震応答実験により地震時性能評価を行った。その結果、修正開北橋記録（レベル 1 地震動）に対しては、全供試体の損傷が弾性域内であること、神戸海洋気象台記録（レベル 2・タイプ II 地震動）に対しては、最大応答変位が同レベルで終局変位内であること、また、残留変位は UBRC 供試体の方が小さくなることを実証した。
- 開北橋記録（レベル 2・タイプ I 地震動）に対しても、すべての供試体でレベル 2 地震動に対する性能を満足していることを実証した。ただし、神戸海洋気象台記録では、主に橋脚の断面縮小による初期剛性の低下により 60%供試体の地震時性能が確保されていたのに対し、開北橋記録では、芯材の配置による降伏耐力、二次剛性の増加により要求される性能を満足していることが分かった。

- 短周期成分が卓越するタイプⅡ地震動などには、橋脚の断面縮小に伴う初期剛性の低下によって、そして長周期成分が卓越するタイプⅠ地震動などに対しては、芯材の配置による耐力増加、二次剛性の付与により二段階耐震設計法で要求される性能を満足する橋脚を従来よりも小規模な断面で実現できる可能性がある。その際、初期剛性が小さいような小規模な断面でも安定した二次剛性を付与できる UBRC 橋脚構造は、合理的に橋脚構造の二段階耐震設計を行う上で極めて有意な構造であると言える。
- 対象とした RC 橋脚と、試設計しその性能評価を行った小規模断面を有する UBRC 橋脚の橋脚躯体部分に関する建設費を積算し、その比較を行った。その結果、今回設計した UBRC 橋脚では、断面の小規模化に伴うコンクリート、鉄筋工の縮減による建設費の低減量が UBRC 橋脚における芯材配置工に伴う費用増加量を上回ることにより、72%UBRC 橋脚で 7%程度、60%UBRC 橋脚で 10%程度の建設費の低減効果が期待できることが明らかとなった。断面の大きさと芯材の配置法を十分に吟味することができれば、UBRC 構造の適用による道路橋橋脚断面の小規模化は経済的に道路橋橋脚を建設する上で有利であることが考えられる。

## 参考文献

- (1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年
- (2) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に関する正負交番載荷実験，第 3 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.189-194，1999 年
- (3) 増川淳二，須田久美子，前川宏一：かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の 3 次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，pp37-42，1999 年
- (4) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30，pp179-190，1995 年 1 月
- (5) 建設物価調査会積算委員会 編：土木工事積算標準単価，建設物価調査会，平成 13 年
- (6) 国土交通省大臣官房技術調査課 監修：国土交通省土木工事積算基準，建設物価調査会，平成 13 年
- (7) 建設物価調査会：土木工事 積算基準マニュアル，平成 13 年
- (8) 経済調査会：土木施工単価 03-7，平成 15 年 7 月



## 第5章 鋼より線のUBRC橋脚構造への適用

### 5.1 概説

UBRC 橋脚構造では、橋脚の大変形領域において断面内に配置された芯材が弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に二次剛性を付与することができる。橋脚の復元力特性に安定した二次剛性を付与するためには、大変形領域における弾性挙動を実現することが重要であり、そのために UBRC 橋脚構造における芯材としては、降伏強度が高いこと、また、大変形時に付着が切れるような丸鋼、若しくは、アンボンド処理を施したような材料を想定している。本研究では、そのような特性を有する材料として PC 部材の緊張材として用いられる PC 鋼棒を想定してきた。しかし、高強度材料であることを考えると、同じ PC 部材の緊張材として用いられる PC 鋼より線の芯材としての適用も考えられる。

そこで、本研究では、UBRC 橋脚構造の芯材として PC 鋼より線の適用について検討する。ここでは、まず、UBRC 橋脚構造の芯材として求められる特性と鋼より線の特徴を整理する。そして、鋼より線の特徴を利用した新しい芯材の配置法やそれにより UBRC 橋脚構造に付与される新しい性能について検討する。また、鋼より線を芯材として用いた UBRC 橋脚構造の基本的な構造特性や適用性などを正負交番載荷実験、並びに、FEM 解析により明らかにする。

### 5.2 鋼より線の特徴と芯材への適用性

鋼より線を図 5.1 及び写真 5.1 に示す。また、一般的に PC 部材の緊張材として用いられている鋼より線、鋼棒の仕様を表 5.1 に示す。表 5.1 に示されているように鋼より線は細い PC 鋼材を寄り合わせたものであり、引張りに対しては PC 鋼棒よりも大きな降伏強度を持ちながら、可とう性に優れた材料である。以下に、UBRC 橋脚構造の芯材としての鋼より線の適用性について考えられる点をまとめる。

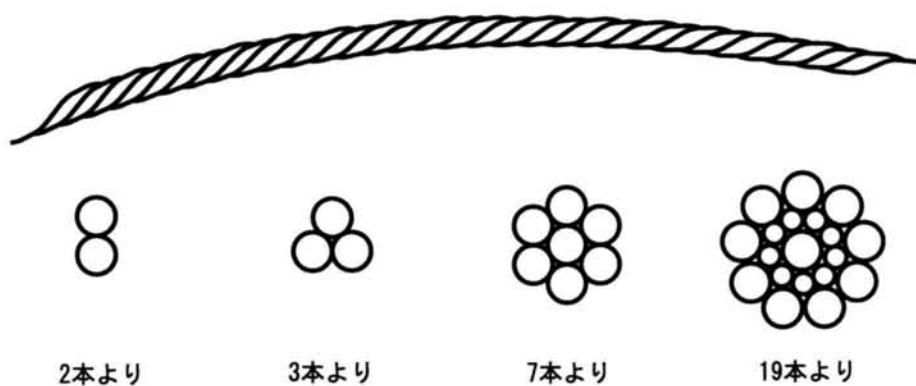


図 5.1: PC 鋼より線の断面図

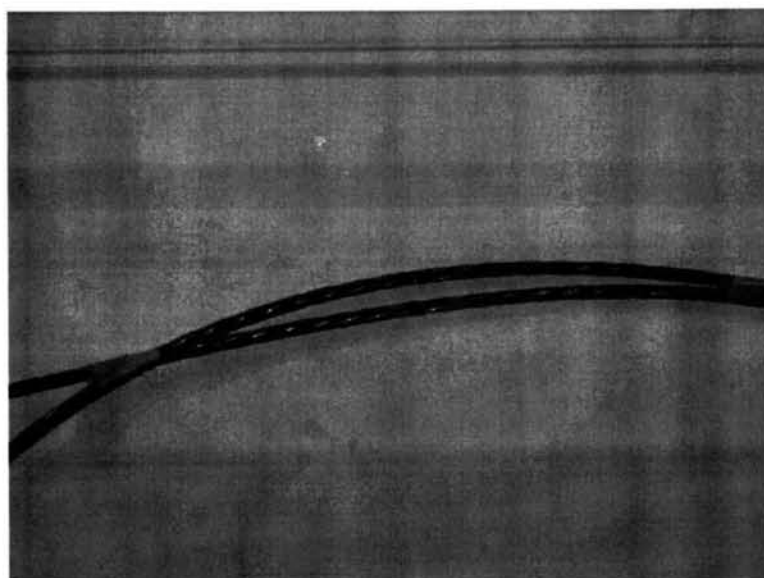


写真 5.1: PC 鋼より線

表 5.1: PC 鋼棒と PC 鋼より線の材料値

	弾性係数 (GPa)	降伏ひずみ ( $\mu$ )	降伏強度 (MPa)
C 種 PC 鋼棒 (SBPR 1080/1230)	210	5102	1070
7 本より鋼より線 (SWPR 7A)	194	8907	1728
SD345 (参考)	210	1676	336

- 鋼より線は、表 5.1 にも示しているように PC 鋼棒よりも高い降伏強度を有している。UBRC 橋脚構造では、安定した二次剛性を実現するために橋脚が大変形を起こしても、配置された芯材が弾性挙動を示すことが期待される。したがって、高い降伏強度を有する鋼より線は、UBRC 橋脚構造の芯材として適していると考えられる。
- 鋼より線は可とう性に優れた材料であるため、施工現場へはコイル状に巻かれた状態で運搬することができる。芯材の運搬性を向上させることは、UBRC 橋脚構造の施工性において有利である。
- 鋼より線は可とう性があるために、芯材として PC 鋼棒と同様に直線的に配置するほかに、UBRC 橋脚断面内に曲げて配置することが可能となる。PC 構造物などでは、鋼より線などを曲げて配置する技術や、構造物に定着する技術などが開発されており<sup>1)</sup>、UBRC 橋脚における芯材として鋼より線の適正が確認できれば、それらの技術を UBRC 橋脚の性能向上に利用することもできる。
- 鋼より線は、細い鋼線を寄り合わせた材料であるため、単一の棒部材である PC 鋼棒に比べ圧縮力を受け持たないという特徴がある。そのため、UBRC 橋脚における芯材として鋼より線を用いた場合、芯材の圧縮鉄筋としての作用が、PC 鋼棒を用いた場合よりも低下するため、橋脚耐力や靱性が低下する可能性がある。

## 5.3 正負交番載荷実験

### 5.3.1 実験概要

本研究では、前述したような特徴を有する鋼より線の UBRC 橋脚構造への適用性を検討するために正負交番載荷実験による検討を行った。載荷システムは、2 章で説明したものと同様である（図 2.10）。正負交番載荷実験に作用させた軸力は、上部工に鋼 I 桁を想定したときの面圧 0.86MPa と実験用供試体の断面積より算定した 88.2kN である。また、載荷方法は、正負交番載荷で、載荷波形は、載荷点変位 5mm を単位  $\mu$  とし、その整数倍（ $\mu = \pm 1, \pm 2, etc$ ）の変位振幅でそれぞれ 3 回繰り返す振幅漸増型載荷波形である。

表 5.2: 鋼材の材料特性

		降伏強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)
軸方向鉄筋	SD345 D10, 6	363	511
横拘束鉄筋	SD345 D4	363	511
PC 鋼棒	SBPR $\phi$ 9.2	1185	1331
PC 鋼より線	SWPR 7A $\phi$ 10.8	1728	1856

表 5.3: コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
31.0	1.23	4.87

### 5.3.2 実験用供試体

本研究で作成した実験用供試体は、道路橋 RC 橋脚を想定して設計した供試体<sup>2)</sup>に芯材を付加的に配置した UBRC 供試体であり、 $320 \times 320\text{mm}$  の正方形断面を有し、せん断スパンは  $1280\text{mm}$  である。図 5.2 に実験用供試体を示す。コンクリートは、呼び強度  $24\text{MPa}$  の普通コンクリートであり、軸方向鉄筋には SD345D10, SD345D6, せん断補強筋には SD345D4 を用いた (表 5.2, 表 5.3)。

実験用供試体は、2 体でありそれぞれの断面の大きさ、芯材の配置位置、範囲などは同様である。ただし、B-UBRC 供試体は芯材として C 種 PC 鋼棒を用いており、W-UBRC 供試体は、7 本よりの PC 鋼より線を芯材として配置している。芯材に対するアンボンド処理は、B-UBRC 供試体については、ビニルテープにより被覆する手法を採用し、W-UBRC 供試体については、シース管による被覆によりコンクリートとの付着を切っている。また、両供試体に配置した芯材には、上下定着点付近に芯材ひずみを観測するためのひずみゲージを設置している。

表 5.4: 供試体のパラメータ

供試体	芯材の種類	芯材配置 (中心からの位置, mm)	アンボンド手法
B-UBRC	$\phi$ 9.2 C 種 PC 鋼棒	110	ビニルテープによる被覆
W-UBRC	$\phi$ 108 PC 鋼より線	110	シース管による被覆

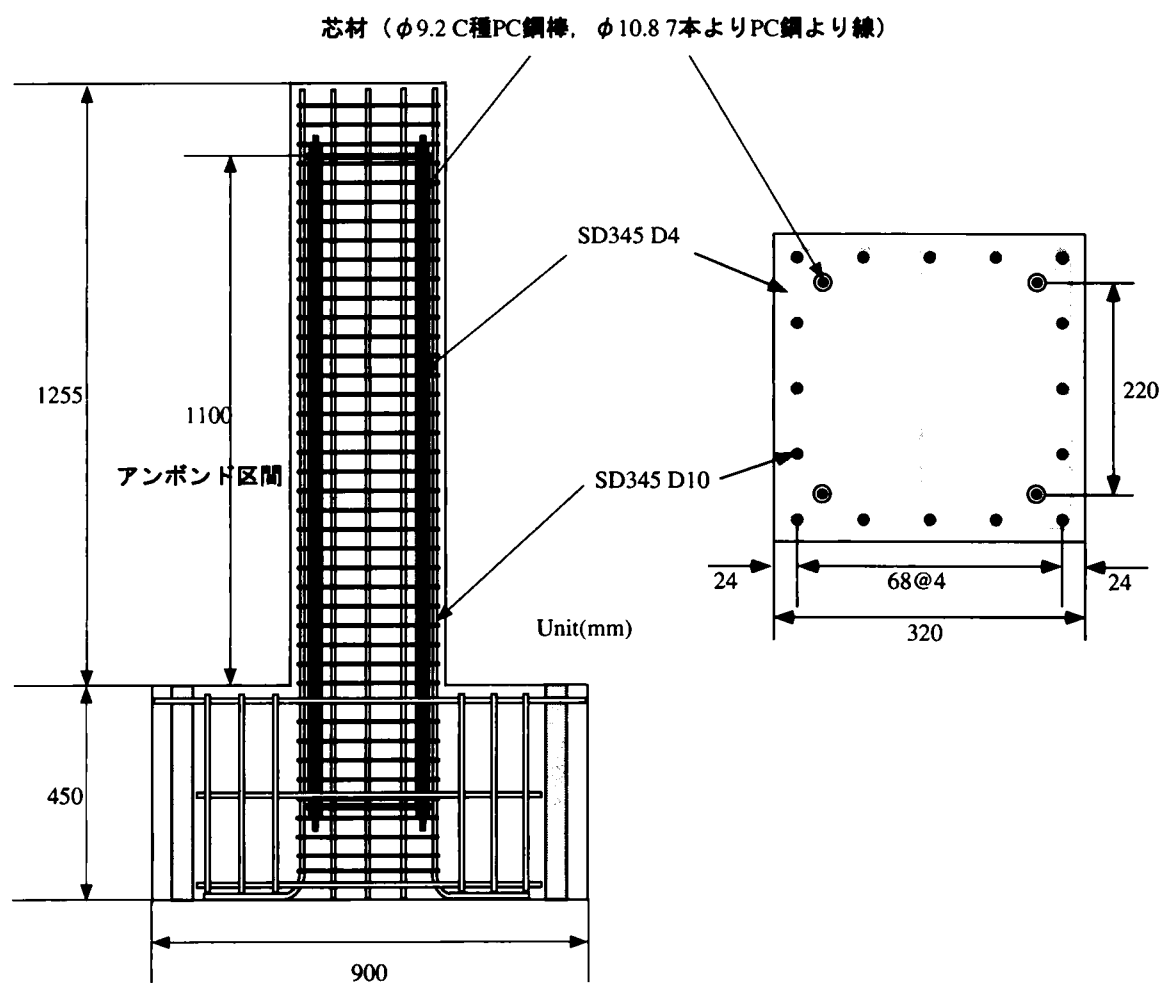


図 5.2: 実験用供試体

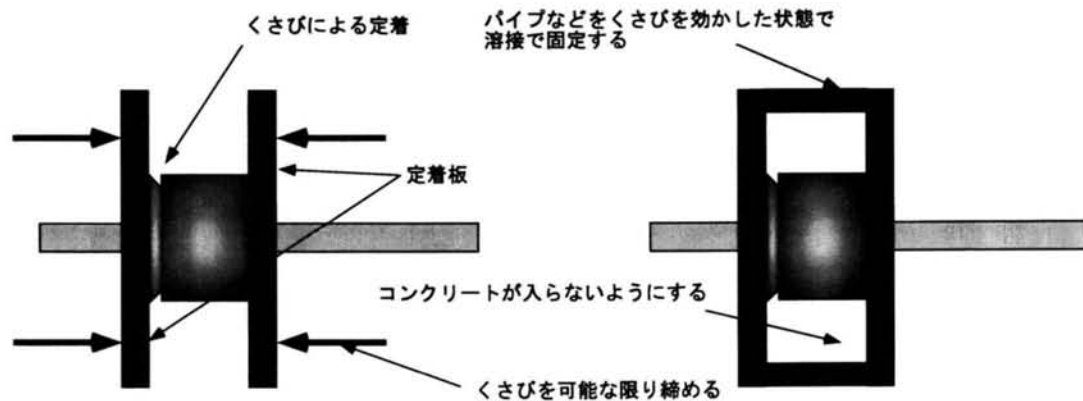
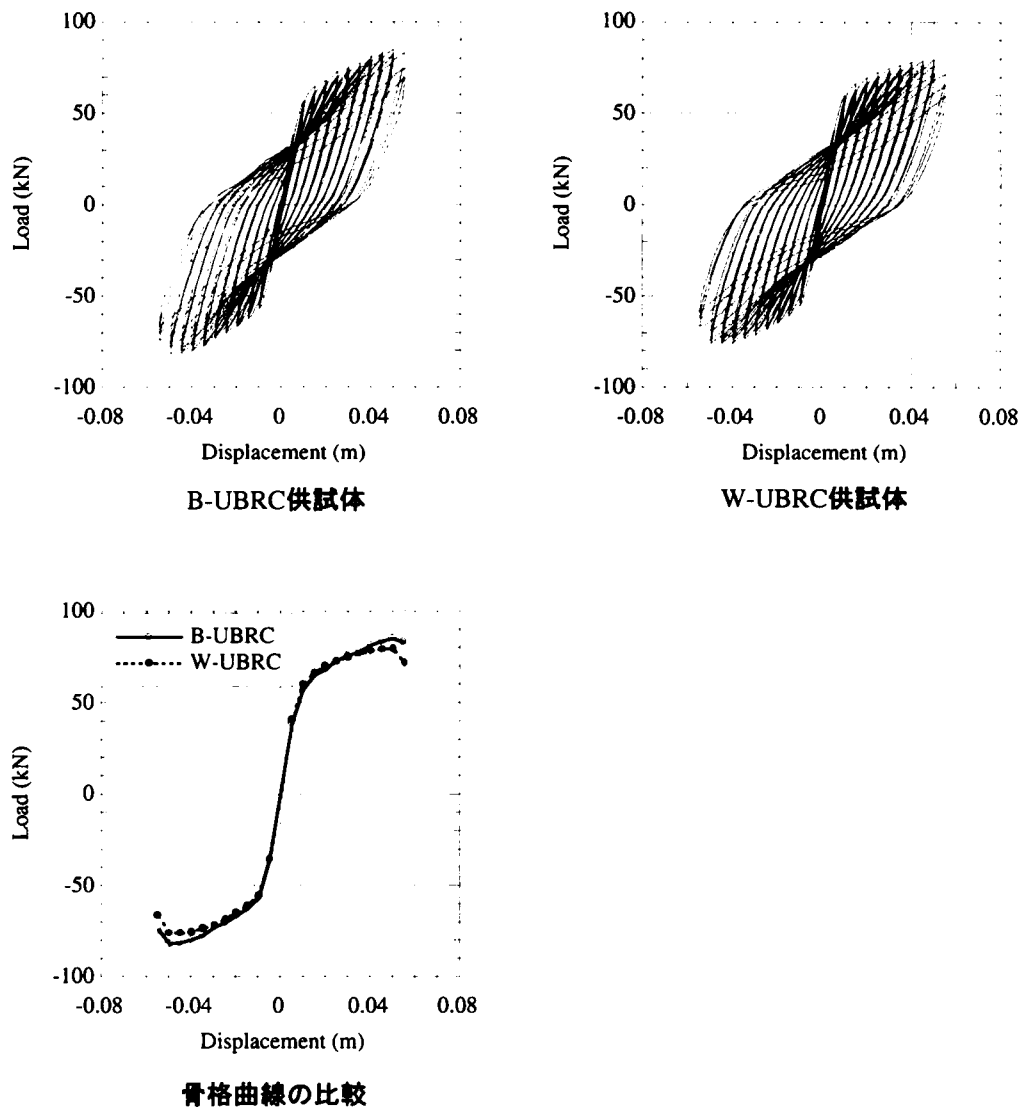


図 5.3: 実験で用いた鋼より線の定着法

### 5.3.3 鋼より線の定着法

鋼より線をUBRC橋脚構造の芯材として適用する場合、橋脚構造に鋼より線を定着させる必要がある。鋼棒を芯材として定着させる場合は、鋼棒にねじ切り部分を設け橋脚にナットなどにより機械定着させることが可能であるが、鋼より線では、ナットなどによる直接的な定着が不可能であることが考えられる。鋼より線の定着法としては、PC部材の緊張時に用いられてきた手法として、くさび型の定着器具を用いて定着するSM工法、フレシネ工法などの方法や、鋼より線に金属を圧着しねじ切り部分を設けるSEEE工法や熔解した金属をねじ切り部分を有する器具とより線との間隙に流し込み定着させる安部ストランド工法などがある<sup>3),4)</sup>。しかし、UBRC橋脚構造では、芯材にプレストレスを作用させることがないため、くさび効果による定着法をそのまま用いることはできない。また、鋼棒と同様にナットによる機械定着が可能であるSEEE工法などは、専用の圧着装置の必要性、施工性の問題から本実験で用いることが不可能であった。

そこで、本研究では、くさび型の定着器具を用いて鋼より線を定着し、くさびによる定着効果を維持するという定着法を用いた。定着手法の概念図を図5.3に示す。この手法では、あらかじめ二枚の鉄板でくさび器具を挟み込みくさびを締め、鋼より線との定着力を確保する。その後、定着力を確保した状態で鉄板の周囲を密閉し、コンクリートの流入を防ぐ。この場合、くさびは、締められた状態より緩むことが無く、引張りに対しては、コンクリートが入らないためくさび効果を期待できる。

図 5.4: P- $\Delta$  履歴曲線と骨格曲線の比較

### 5.3.4 実験結果

#### P- $\Delta$ 履歴曲線

図 5.4 に正負交番载荷実験で得られた各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線とその骨格曲線について比較したものを示す。

まず、P- $\Delta$  履歴曲線では、両供試体とも UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性、芯材配置効果を確認できる。ただし、骨格曲線を比較してみると、载荷点変位が 0.035～0.04m 付近までは、両供試体の耐力、二次剛性が同程度であるのに対し、载荷点変位 0.045～0.05m 付近では、W-UBRC 供試体の耐力、二次剛性が B-UBRC 供試体に比べ小さくなっていることが分かる。また、最大耐力経過後のポストピーク挙動では、よ

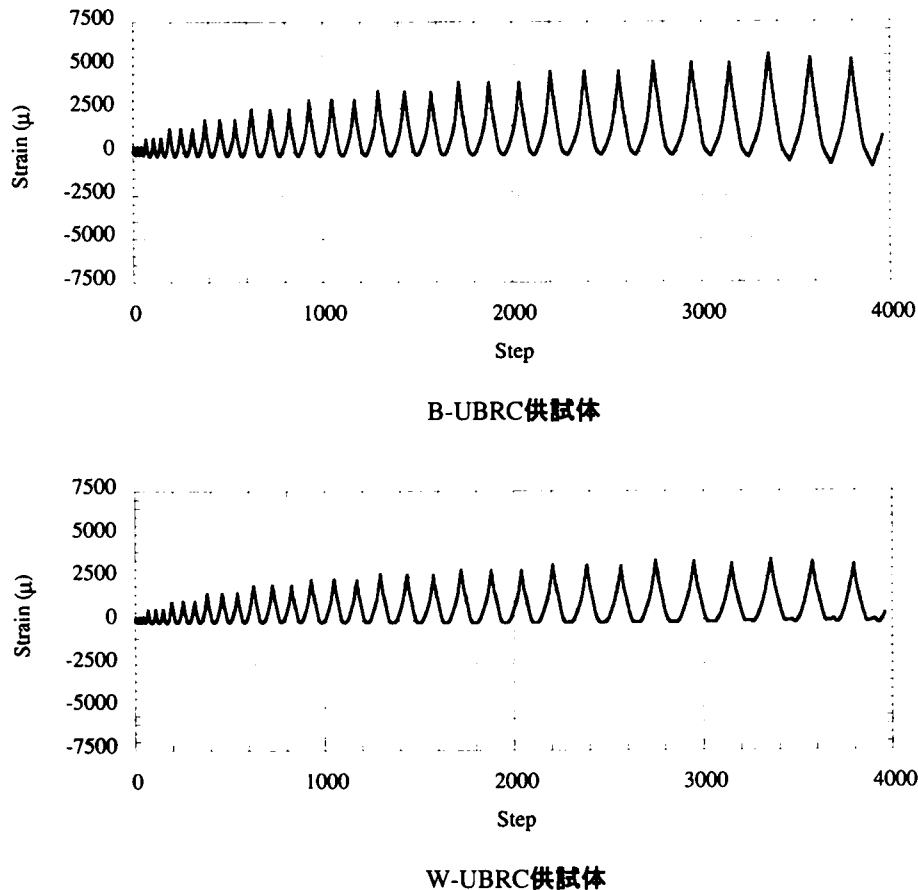


図 5.5: 芯材ひずみの時刻歴

り線を用いた方が若干ではあるが、耐力低下の度合いが大きくなっている。実験用供試体では、B-UBRC 供試体では  $\phi 9.2$  の C 種 PC 鋼棒、また、W-UBRC 供試体では  $\phi 10.8$  の 7 本より PC 鋼より線を芯材として配置している。つまり、芯材の配置量としては、W-UBRC 供試体の方が多く、二次剛性や最大耐力も B-UBRC 供試体に比べ大きくなることが予想された。その逆の傾向が実験により確認された原因としては、後述するように鋼より線の特性である圧縮力を受け持たないことが考えられる。

### 芯材ひずみ

図 5.5 に正負交番载荷実験で得られた各供試体の芯材ひずみの時刻歴を示す。

まず、B-UBRC 供試体の芯材ひずみを見てみると、ステップ数が増加する、つまり、橋脚の変形が進むに従って芯材ひずみが増加し 3500 ステップ付近（载荷点変位 0.05 ～ 0.055m）で C 種 PC 鋼棒の降伏ひずみである  $5100\mu$  程度まで、増加している。つまり、B-UBRC 供試体では芯材の弾性限界まで芯材配置効果が発揮されており、そのた



めに、その復元力特性においても最大耐力経験時まで安定した二次剛性が確認できる。一方、W-UBRC 供試体では、1700 ステップ付近（載荷点変位 0.035～0.040m）までは B-UBRC 供試体と同様に橋脚の変形に伴い芯材ひずみが増加しているのに対し、それ以降では、芯材ひずみの増加が鈍化している。つまり、1700 ステップ付近（載荷点変位 0.035～0.040m）以降は W-UBRC 供試体における芯材配置効果の増加が止まっていることになり、そのために、P- $\Delta$  履歴曲線にも耐力増加の鈍化が現れたものと考えられる。

この原因の一つとしては、鋼より線が細い鋼線を寄り合わせた構造であるため圧縮力を受け持たないことが考えられる。PC 鋼棒を配置した UBRC 供試体では、PC 鋼棒が圧縮力を受けた場合、圧縮ひずみが発生する、つまり、若干ではあるが圧縮力を受け持つことができる。例えば、図 5.5 の B-UBRC 供試体の芯材ひずみ分布を見てみると、若干ではあるが圧縮ひずみの発生を確認できる。また、その傾向は、ポストピークとなる 3500 ステップ（載荷点変位 0.05m 付近）以降において顕著である。つまり、B-UBRC 供試体では、正負交番載荷において圧縮側の芯材が橋脚断面に作用する圧縮力を幾分か負担していることになる。これに対し、W-UBRC 供試体の芯材ひずみでは、どのステップ、変形状態においても圧縮ひずみが発生していない。これは、橋脚内に配置された鋼より線が、圧縮力を受けた場合、撓んでしまい圧縮力を受け持っていないことを示している。UBRC 橋脚構造では、橋脚の変形に伴い芯材の復元力が増加し、その力が橋脚基部などの塑性ヒンジ区間に漸増圧縮力、抵抗モーメントとして作用することにより安定した二次剛性が実現される。しかし、塑性ヒンジ区間に対する圧縮力の増加は、コンクリートの劣化を早期化する。そのため、芯材が圧縮力を受け持たない W-UBRC 供試体では、圧縮力をわずかでも受け持つ芯材を配置している B-UBRC 供試体に比べ、橋脚基部におけるコンクリートの劣化が早く、そのことが載荷点変位 0.04～0.05m 付近の二次剛性、最大耐力などの芯材配置効果の低下に繋がったと考えられる。

## 5.4 正負交番載荷解析

### 5.4.1 解析概要

正負交番載荷実験で確認された鋼より線を用いた場合の最大耐力点付近、若しくは以降の芯材配置効果の低下、コンクリートの劣化を解析的に検討するため、本研究で

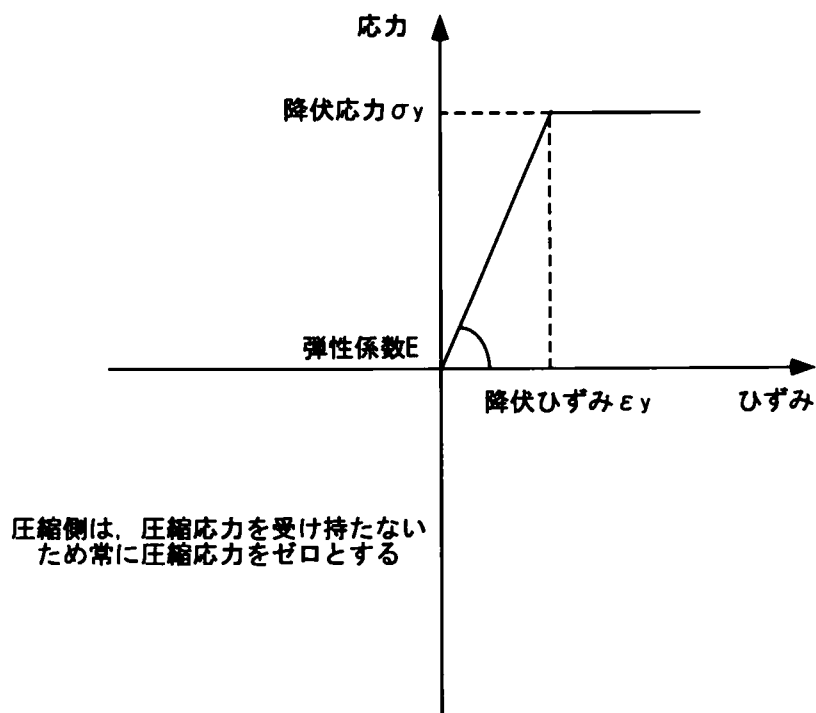


図 5.6: 解析で用いた鋼より線の材料特性

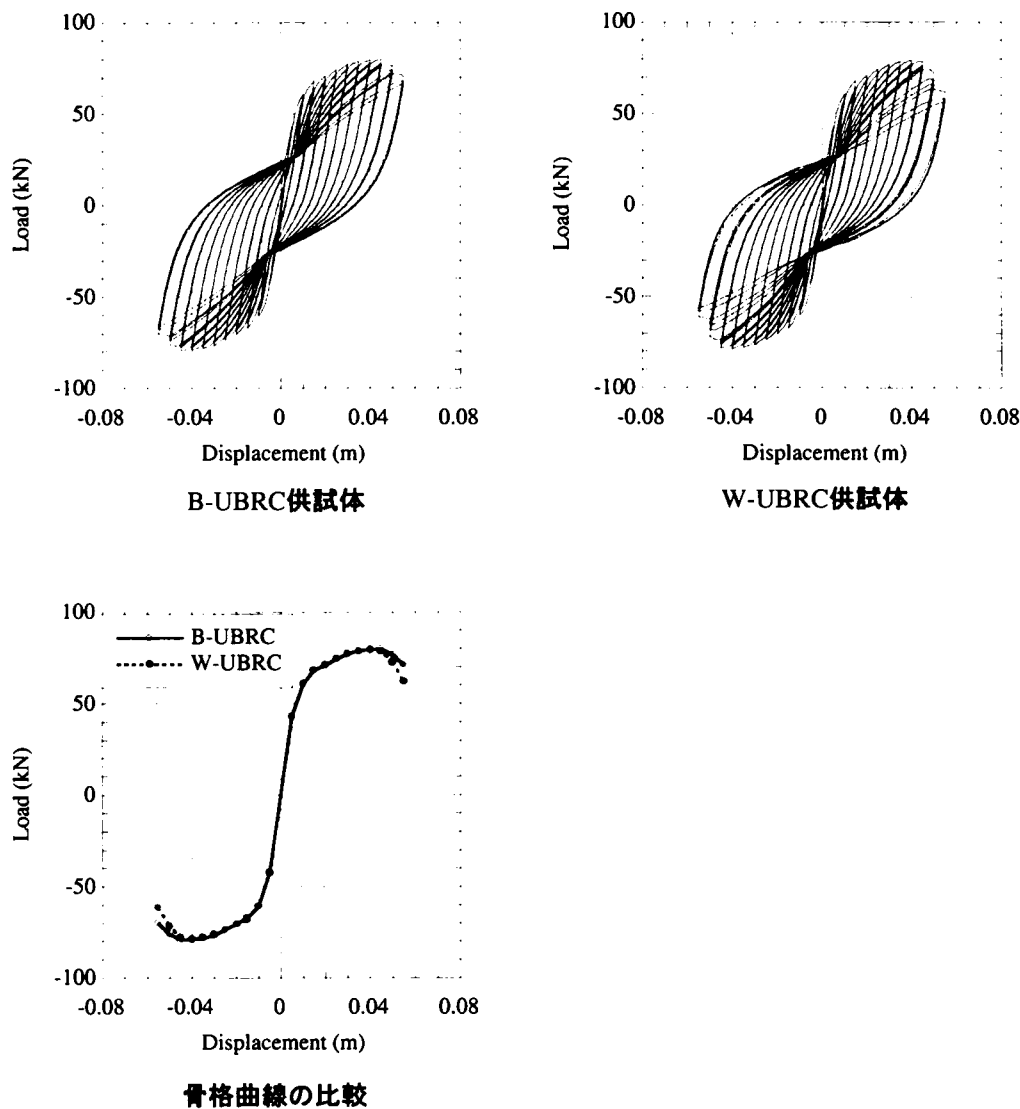
は、ファイバーモデルを用いた正負交番載荷解析を行った。解析対象とした UBRC 橋脚構造は、正負交番載荷実験で用いた B-UBRC, W-UBRC 供試体であり、載荷条件も正負交番載荷実験と同様である。

解析モデルは、2章で用いた解析モデル（図 2.14）と同様であるが、今回の解析では、アンボンド芯材を想定しているためジョイントバネ要素特性（図 2.15）の付着力  $P_b$  はゼロとしている。また、解析に用いたコンクリート、鉄筋、芯材の応力-ひずみ履歴モデルは、六車モデル、Menegotto-Pinto モデルを改良した Ristić モデル（図 2.17, 図 2.18）<sup>5)</sup> を用い、材料値については材料試験値を用いている。ただし、W-UBRC 供試体の解析に適用した芯材（鋼より線）の応力-ひずみ関係については、図 5.6 に示すような関係を用いた。この応力-ひずみ関係では、圧縮側の応力を常にゼロであると設定することにより、圧縮力を受け持たない鋼より線の特徴を再現している。

#### 5.4.2 解析結果

図 5.7 に正負交番載荷実験で得られた各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線とその骨格曲線について比較したものを示す。また、図 5.8 に、芯材ひずみの時刻歴を示す。

まず、P- $\Delta$  履歴曲線より、両供試体とも正負交番載荷実験で見られたように同程度の二次剛性を実現できていることが分かる。また、最大耐力点付近、若しくは以後の

図 5.7: P- $\Delta$  履歴曲線と骨格曲線の比較 (解析結果)

耐力低下の度合いも、W-UBRC 供試体の方が大きくなっており、実験結果と同様な傾向が確認できる。芯材ひずみについても、W-UBRC 供試体の結果では、実験結果と同様に、どの変形状態においても圧縮ひずみが発生せず圧縮力を受け持っていないことが表現できている。

次に、芯材が圧縮力を受け持たないことが、橋脚基部におけるコンクリートの劣化に与える影響を検討するために、ファイバーモデル解析で得られた基部におけるコアコンクリートの応力分布を図 5.9 に示す。図 5.9 では、载荷点変位 0.015m 時、0.03m 時、また、最大耐力点付近の 0.04m 時、さらに最大耐力経験後の 0.055m 時の両供試体の分布を比較している。

図より、最大耐力経験以前、すなわち载荷点変位が 0.04m 時までのコンクリートの

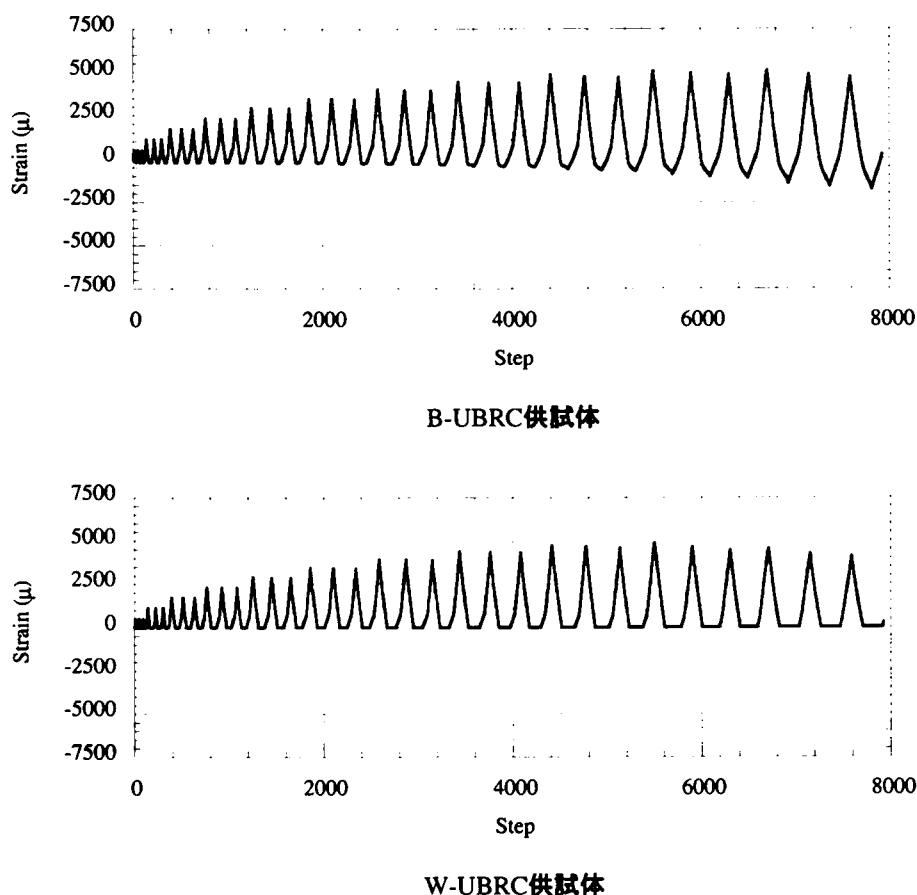


図 5.8: 芯材ひずみの時刻歴（解析結果）

応力分布は、両供試体で同様な傾向を示していることが分かる。つまり、最大耐力経験時までは、芯材としてPC 鋼棒、PC 鋼より線のどちらを用いても基部のコンクリート応力が同じこと、また、図 5.8 より同様な芯材ひずみが発生することから、同様な二次剛性、芯材配置効果が期待できる。これに対し、最大耐力経験以後である載荷点変位 0.055m 時のコンクリートの応力分布では、W-UBRC 供試体のコンクリートの損傷が B-UBRC 供試体に比べ進行しており、コンクリートが圧壊して応力がゼロになっている領域が大きくなっている。これは、W-UBRC 供試体における芯材が圧縮力を受け持たないために、コンクリートの負担分が増加し、その劣化、圧壊が早期化したためである。そのため、W-UBRC 供試体の P- $\Delta$  履歴曲線においてもポストピークにおける耐力低下の度合いが大きくなっている。これは、正負交番載荷実験でも確認された傾向であり、芯材が圧縮力を受け持たないことが、ポストピークにおける橋脚耐力の低下を早期化することを示す結果であるといえる。

ただし、正負交番載荷実験で確認された両供試体の相違の原因としては、鋼より線が圧縮力を受け持たないこと以外にも、鋼より線の定着問題が考えられる。今回の実

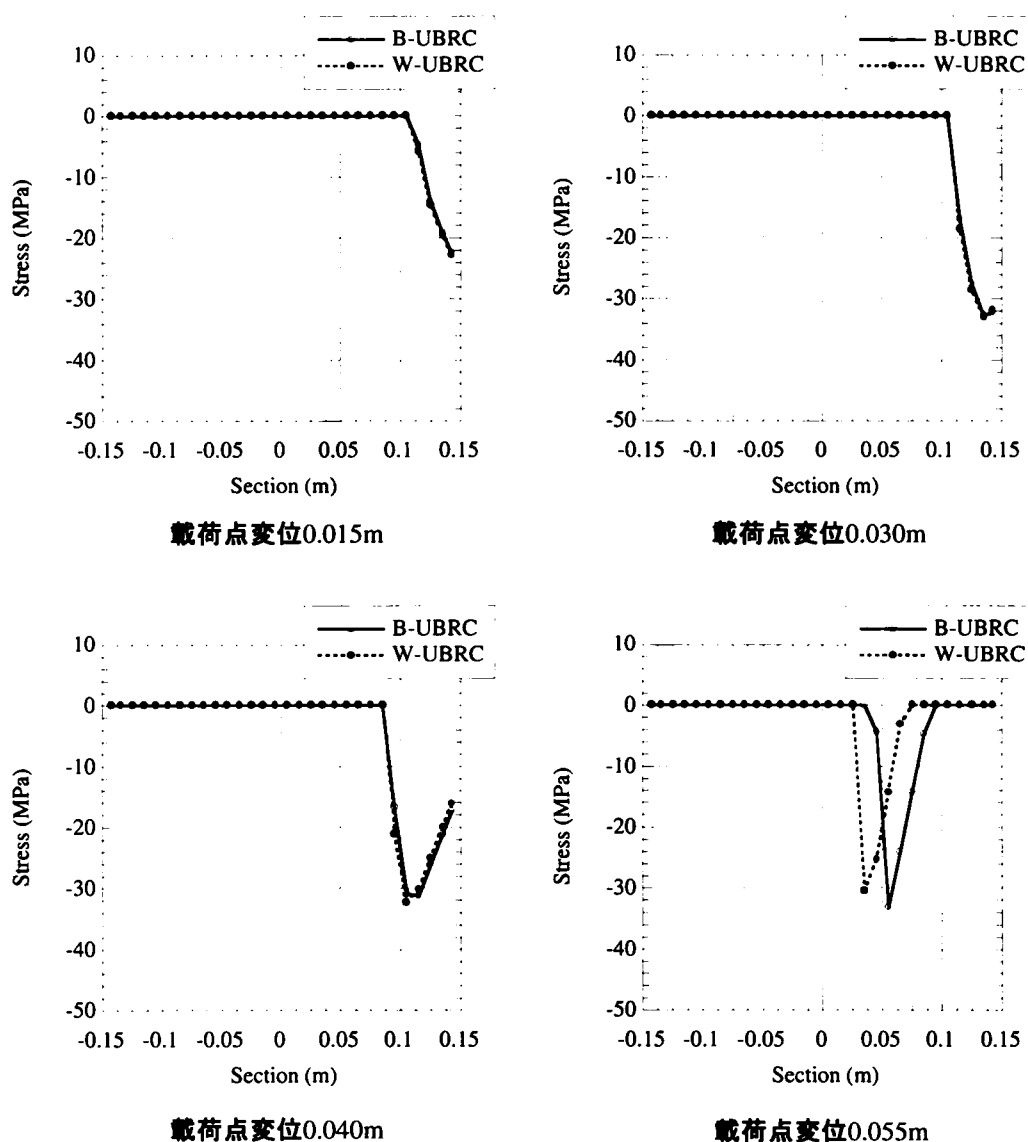


図 5.9: コンクリートの応力分布の変化 (解析結果)

験では、前述したような定着手法を用いているが、その定着が不十分であったことも大変形領域における芯材ひずみの増加が鈍化したことの原因として考えられる。鋼より線の定着については、PC 部材の緊張に用いられる幾つかの定着法<sup>3),4)</sup>が既に存在するが、そのほとんどは、鋼より線にプレストレス力が作用していることを前提とするものであり、UBRC 橋脚構造のように芯材にプレストレスを作用させない場合、規定通りの定着力が期待できるとは限らない。したがって、鋼より線を UBRC 橋脚構造の芯材として用いる場合、プレストレスを導入することなく規定通りの定着力が期待できる定着法を提案し、適用する必要がある。

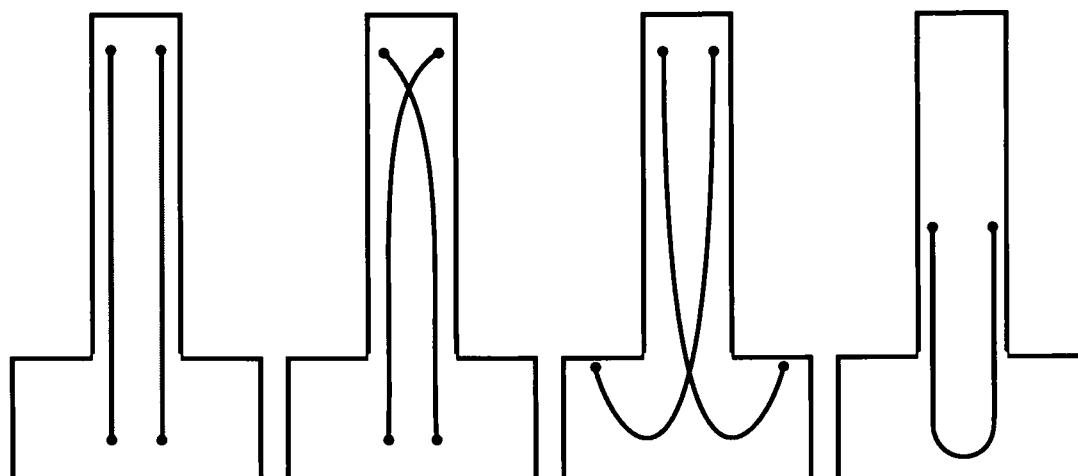


図 5.10: PC 鋼より線の曲げ配置 (PC 橋脚)

## 5.5 鋼より線を活用した芯材の配置法

### 5.5.1 芯材を曲げ配置した UBRC 橋脚構造について

前節までにおいて、鋼より線の UBRC 橋脚構造の芯材としての適用性について検討した。その結果、鋼より線は圧縮力を受け持たないため橋脚構造のポストピークにおける耐力低下が早期化するものの、大変形領域においても安定した定着を実現できれば、UBRC 橋脚構造の芯材として適用できる可能性が得られた。ここでは、鋼より線を芯材として適用できることを前提として、その特性を利用した UBRC 橋脚構造における芯材の配置法に関する検討を行う。

鋼より線は、前述したように可とう性に富む材料であり、その特性を利用した芯材の配置法としては、曲げ配置が考えられる。鋼より線を曲げて構造部材内に配置することは、PC 部材の緊張時にも行われていることであり、例えば、PC 橋脚構造では、図 5.10 のように PC 鋼より線を配置し、プレストレスを作用する際の施工性の向上、また、橋脚構造の主応力曲線に沿ってプレストレスを作用させることによるひび割れの抑制などを行っている<sup>1)</sup>。

また、プレキャストセグメント構造による桁などでは、PC 鋼より線を外ケーブルとして配置し緊張するが、その際、図 5.11 のように曲げ配置を行うことにより、鋼より線の曲げ点において桁の変形に伴い、逆向きのせん断力が増加するため、そのせん断特性が改善されることが報告されている<sup>6),7)</sup>。

そこで、本研究では、UBRC 橋脚構造における鋼より線の特性を利用した配置法として図 5.12 のような芯材の曲げ配置法を提案する。この配置法では、上定着点の直下

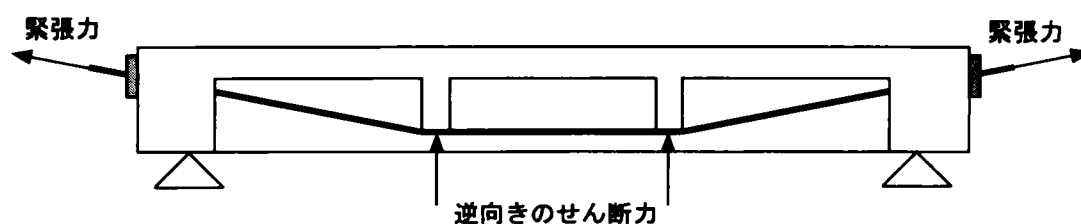


図 5.11: PC 鋼より線の曲げ配置 (PC 桁)

と塑性ヒンジ区間の直上において芯材を曲げている。ここで、芯材の変曲点では、摩擦は発生していないものとする。図 5.12 に示すように変曲点において、橋脚の変形に伴い発生する芯材軸方向の力の向きが変化する。その結果、UBRC 橋脚における芯材の曲げ配置区間には、水平力  $P$  によるせん断変形、せん断力に抵抗する力が芯材より伝達されることになる。その力の大きさ  $T_h$  は、芯材の曲げ角度が  $\alpha$  であり、かつ、芯材に発生する軸力が  $T$  である場合、次式のようになる。

$$T_h = T \sin(\alpha) \quad (5.1)$$

$$T = EA\varepsilon \quad (5.2)$$

ここで、 $E$ 、 $A$ 、 $\varepsilon$  はそれぞれ芯材の弾性係数、断面積、ひずみである。つまり、芯材ひずみの大きさに応じた（橋脚の変形状態、作用するせん断力の大きさに応じた）せん断力に抵抗する力  $T_h$  が、芯材の曲げ配置区間に作用する。

これに対し、芯材を直線的に配置した場合は、定着点でのみ芯材からの力が伝達されるため、せん断変形に抵抗するような力は橋脚に作用しない。つまり、芯材を図 5.12 のように曲げて配置することにより、UBRC 橋脚における曲げ配置区間のせん断特性が改善されることが分かる。

UBRC 橋脚構造では、塑性ヒンジ区間に芯材の復元力が付加漸増圧縮力、抵抗モーメントとして作用することにより橋脚の変形に伴った耐力の増加、二次剛性が発現する。つまり、塑性ヒンジ区間に作用する芯材からの力の条件が同様であれば芯材の配置法に関わらず同様の二次剛性を期待できる。図 5.12 に示す曲げ配置法では、塑性ヒンジ区間における芯材の配置については、直線配置と同じにするため下変曲点を塑性ヒンジ区間の直上に設けている。したがって、提案する曲げ配置法により芯材を配置した UBRC 供試体では、直線配置と同様な二次剛性を有しつつ、せん断特性が優れているという構造特性を実現できる可能性がある。

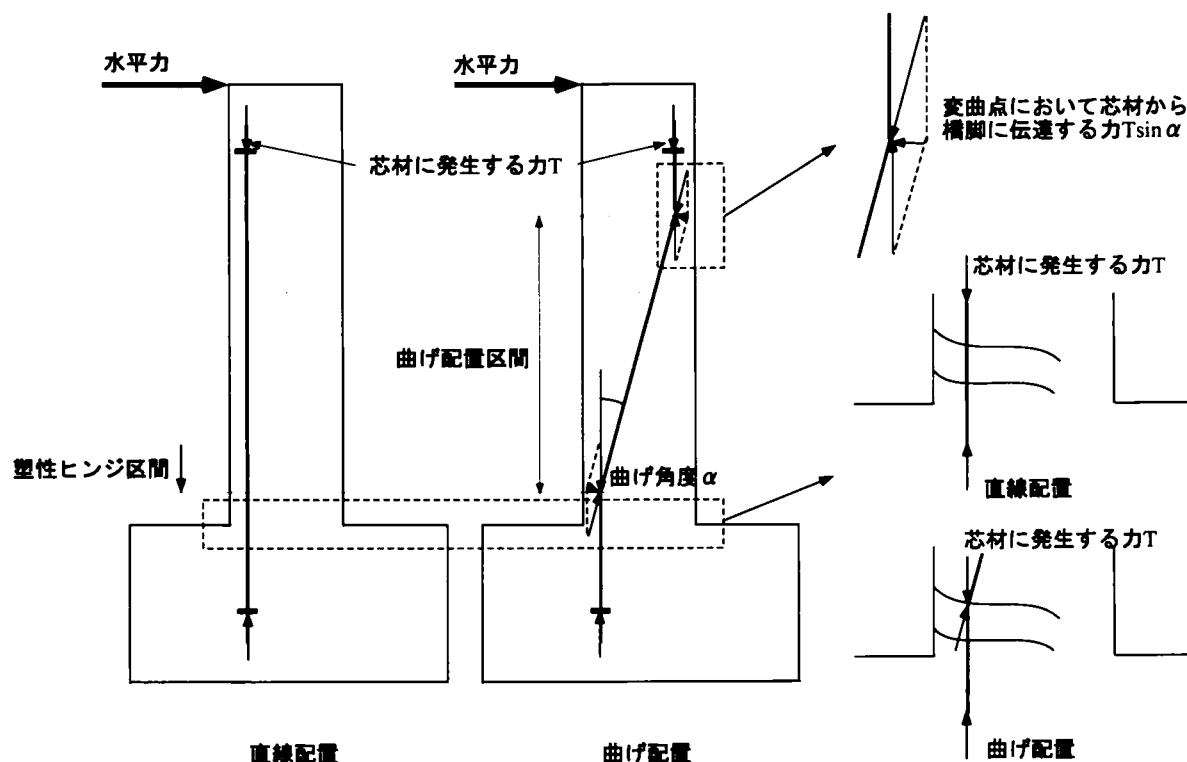


図 5.12: UBRC 橋脚における芯材の曲げ配置

### 5.5.2 FEM 解析による性能評価

#### 解析概要

本研究では、提案した曲げ配置法により芯材を配置した UBRC 橋脚構造の特性を評価するため、FEM 解析を行う。解析対象とした UBRC 橋脚構造は、図 5.13 に示すように正負交番载荷実験で作成した UBRC 供試体を基本としたものである。ただし、S-UBRC 供試体は芯材を直線的に配置した UBRC 供試体であり、C-UBRC 供試体は、芯材を曲げ配置した UBRC 供試体である。

FEM 解析では、解析対象 UBRC 供試体の FEM モデルを図 5.14 のように構築した。このモデルでは、コンクリート要素に平面応力の仮定を用いた 2D Solid Surface 要素、芯材と鉄筋、及び帯筋には Truss 要素が用いられている。帯鉄筋の断面積は、横拘束筋比が供試体と同じになるように設定している。また、芯材はアンボンド処理を施していることを想定しており、芯材要素の軸直角方向については剛なバネにより RC 要素に拘束し、軸方向は独立させている。曲げ配置した芯材の変曲点では、摩擦は無いものと仮定し、変曲点を挟んだ芯材要素のひずみは同じ大きさになるようにモデル化した。なお、今回の解析では、コンクリートの応力-ひずみ関係の適用が可能であること



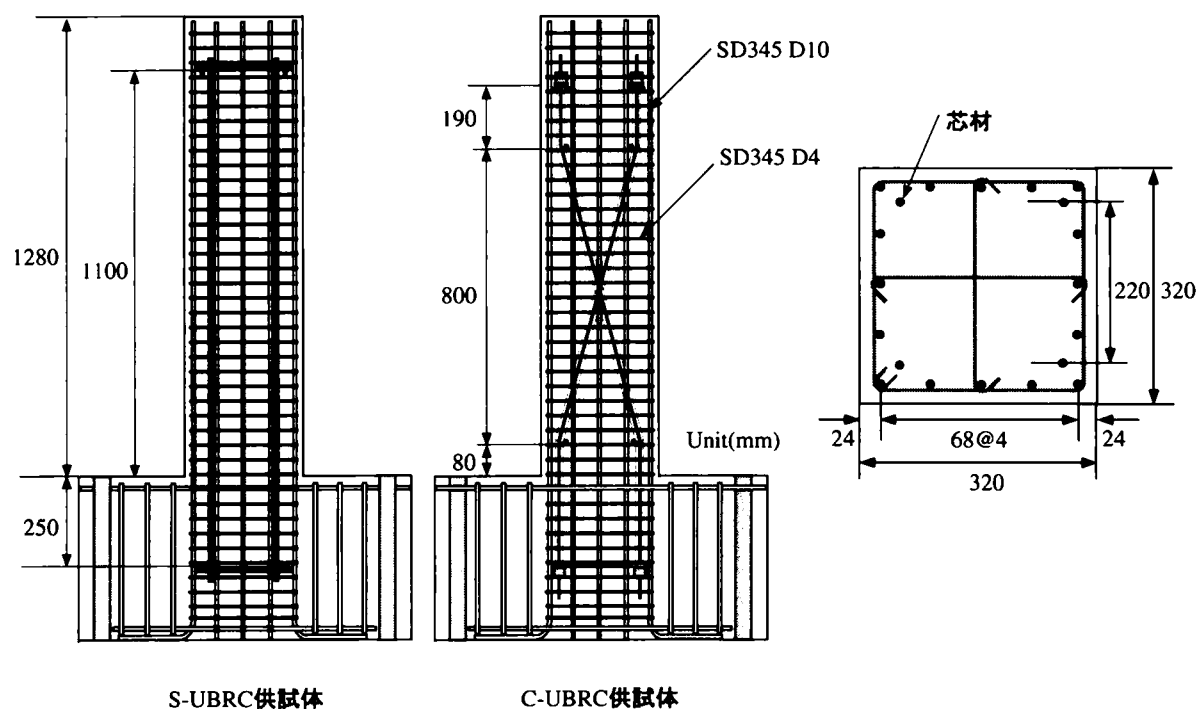


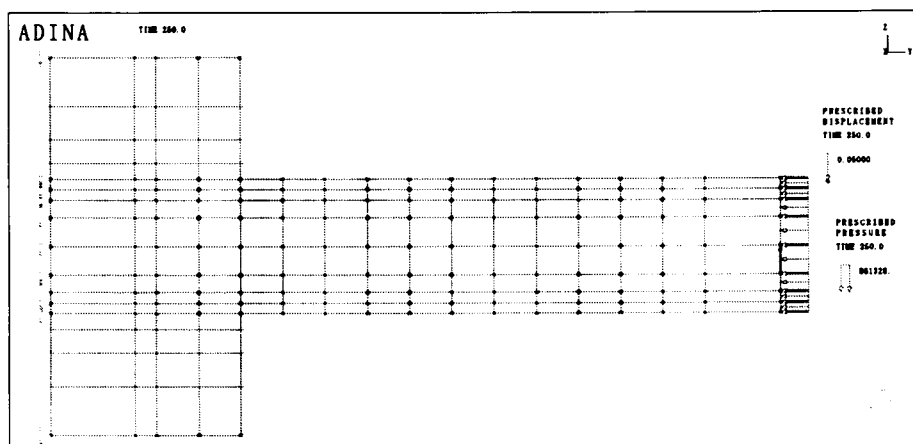
図 5.13: 解析対象 UBRC 供試体

を特徴とする FEM 解析汎用プログラム ADINA<sup>8)</sup> を用いて解析を行った。

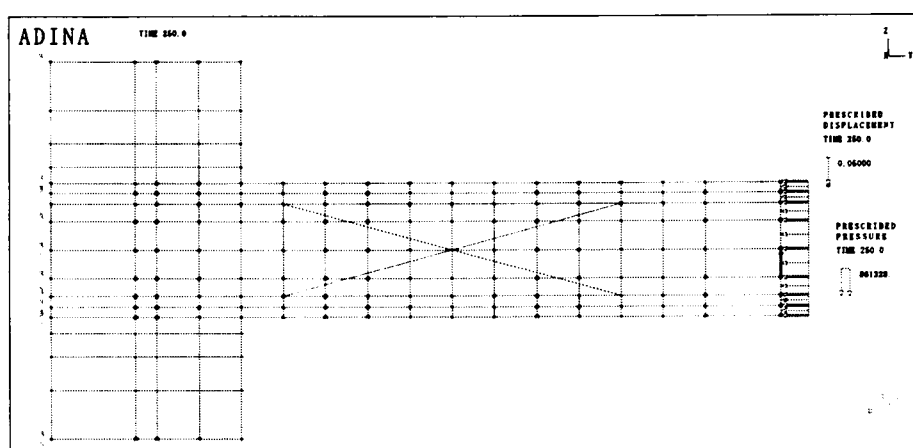
### 解析結果

まず、図 5.15 に FEM 解析で得られた P- $\Delta$  曲線と各変形状態における芯材ひずみを示す。図より、C-UBRC 供試体の二次剛性、最大耐力が S-UBRC 供試体のそれと比べると若干、小さくなっているが、概ね、同等の復元力特性を示していることが分かる。図 5.12 のように芯材を曲げて配置してもその復元力の大きさが同等であれば、橋脚基部の塑性ヒンジ区間では、直線的に配置したときと同様の付加漸増圧縮力、抵抗モーメントが作用している。そのため、直線的に配置した時と同等の最大耐力や二次剛性が発現する。ただし、C-UBRC 供試体の曲げ配置区間では、芯材の配置位置が断面中心を通ることにより変形量が低下するため、芯材ひずみを見ると C-UBRC 供試体の方が小さくなっており、このことが、P- $\Delta$  曲線における両者の相違に影響したものと思われる（図 5.15）。

次に、図 5.16 に両供試体のせん断変形量の比較を示す。今回の解析では、橋脚のせん断変形量を Truss 要素でモデル化した帯鉄筋に発生したひずみから求めることと



S-UBRC供試体



C-UBRC供試体

図 5.14: FEM モデル

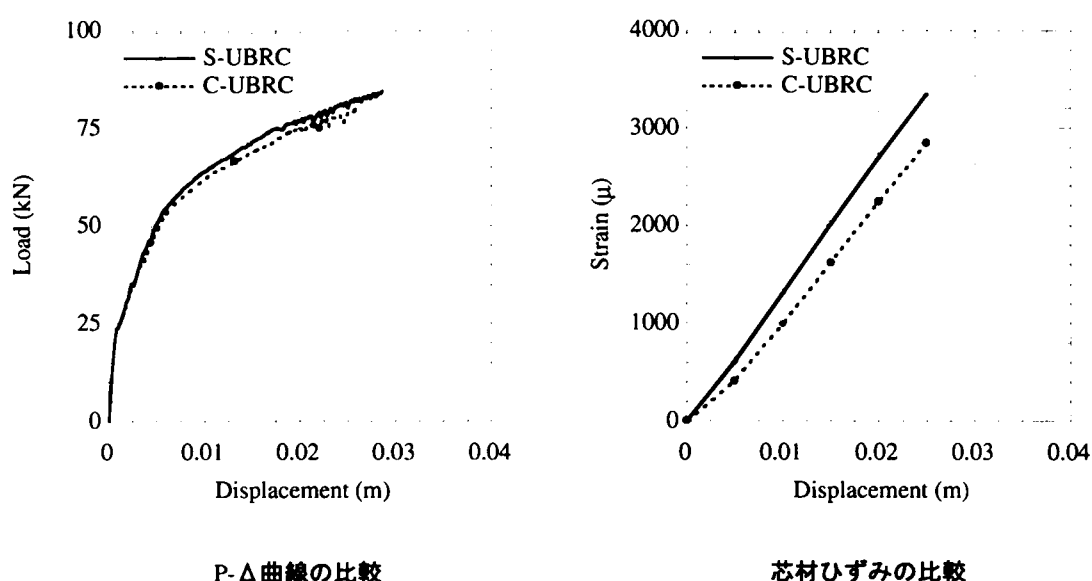


図 5.15: FEM 解析結果 (P-Δ, 芯材ひずみの比較)

した。図では、両供試体の橋脚高さ方向の累積せん断変形量を変形状態ごとに示したもの、また、載荷点変位が 0.02m の時のせん断変形量を両者について比較したものを示す。

図より C-UBRC 供試体のせん断変形量が S-UBRC 供試体に比べ小さいことがわかる。特に、載荷点変位が 0.02m の時には、C-UBRC 供試体のせん断変形量は、S-UBRC 供試体のそれに比べ約 22%の低減が確認できる。今回の解析では、載荷点変位が 0.02m の時に、芯材に発生しているひずみは  $2320\mu$  であった。つまり、芯材には  $64.752\text{kN}$  の軸力が発生しており、さらに曲げ角度  $15^\circ$  で芯材が曲がっている上部変曲点では、せん断力に抵抗する方向に  $64.752\text{kN} * \sin(15) = 17\text{kN}$  の水平力が作用していることになる。P-Δ 曲線における載荷点変位 0.02m 時の耐力が約 75kN であったため、C-UBRC 供試体には、この時、約 75kN のせん断力が作用していたことになる。つまり、載荷点変位 0.02m 時に作用していたせん断力 75kN のうち、17kN 分（作用せん断力の約 22%分）が芯材の変曲点から伝達した逆方向の水平力により負担されていることになる。その結果、C-UBRC 供試体のせん断変形が低減したと思われる。

以上をまとめると以下ようになる。まず、UBRC 橋脚において芯材を直線的に配置した時のせん断耐力  $V_{yd1}$  は、通常の RC 橋脚と同様に次式のように、コンクリート負担分せん断力  $V_{cd}$  と帯筋負担分せん断力  $V_{sd}$  の和で与えられる。

$$V_{yd1} = V_{cd} + V_{sd} \quad (5.3)$$

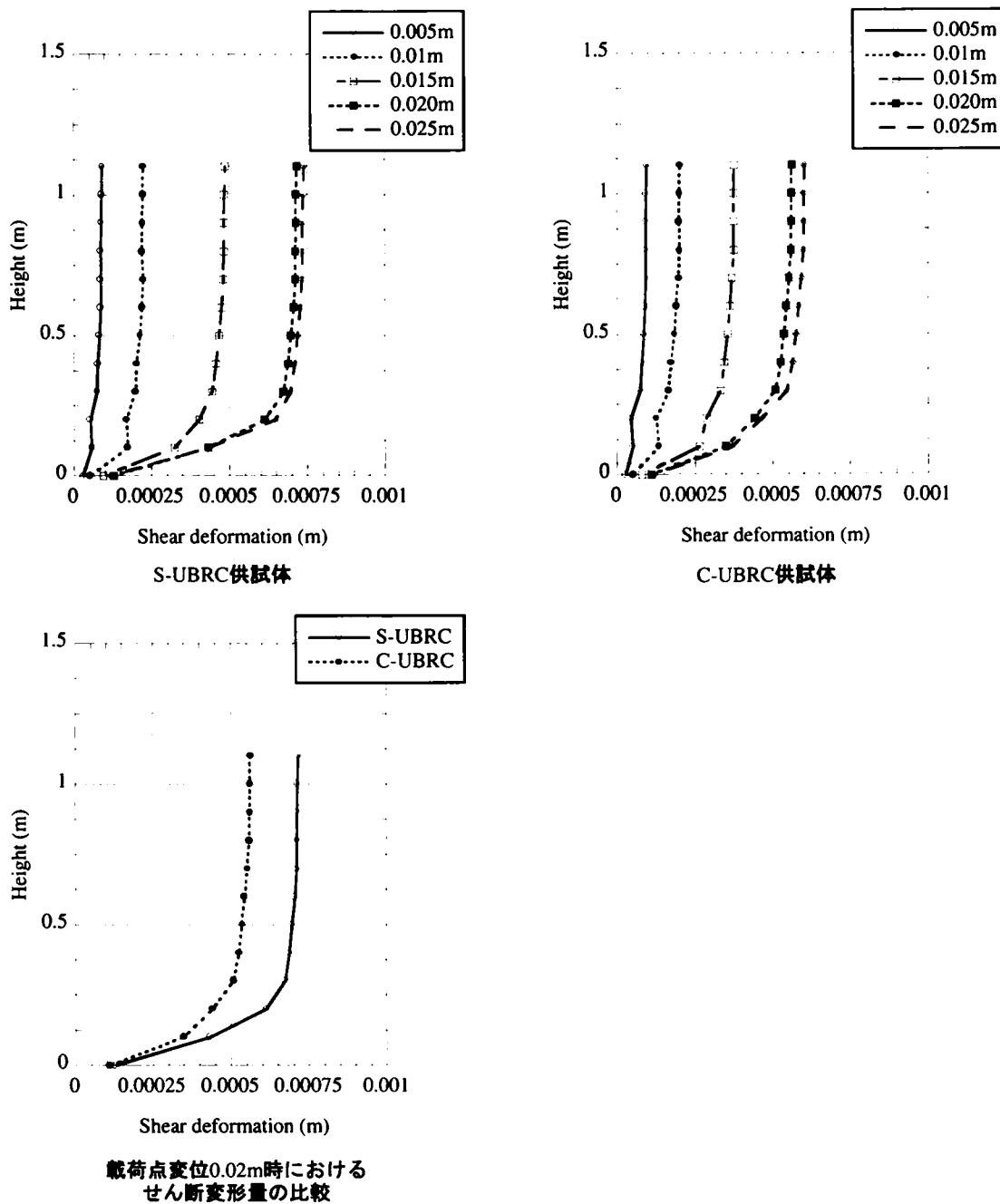


図 5.16: FEM 解析結果 (せん断変形量)

これに対し、芯材を曲げ配置した UBRC 橋脚では、上下変曲点の間においては、芯材の復元力、変形量に伴った載荷力と逆向きの水平力が UBRC 橋脚に作用するため、せん断耐力  $V_{yd2}$  は、次式のようにコンクリート負担分せん断力  $V_{cd}$  と帯筋負担分せん断力  $V_{sd}$  に芯材負担分  $T_h$  が加算される。

$$V_{yd2} = V_{cd} + V_{sd} + T_h \quad (5.4)$$

今回の解析のように、同一変形状態における耐力が同じ場合、すなわち同じせん断力が作用する場合、RC 橋脚部分のせん断力負担分（コンクリート負担分＋帯筋負担分）が芯材により軽減され、せん断変形量が小さくなることが考えられる。UBRC 橋脚構造におけるせん断耐力の芯材負担分  $T_h$  は芯材の変形量、橋脚の変形に依存した漸増力である。つまり、芯材を曲げ配置することにより、橋脚に作用する水平力、せん断力の大きさに応じて UBRC 橋脚の曲げ配置区間のせん断耐力を増加させることが可能となる。

## 5.6 まとめ

本章では、UBRC 橋脚構造の芯材として PC 鋼より線の適用を目的とし、まず、PC 鋼棒と PC 鋼より線を芯材とした UBRC 供試体を作成し、それらに対し正負交番載荷実験を行った。また、実験用供試体を解析対象としたファイバーモデルによる正負交番載荷解析を行い、鋼より線を芯材として用いた UBRC 橋脚構造における構造特性について検討した。さらに、UBRC 橋脚構造における鋼より線の利用した芯材の配置法を提案し、その配置法に従い芯材を配置した UBRC 橋脚構造の基本的な特性について FEM 解析による検討を行った。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- 鋼より線と鋼棒を芯材として配置した UBRC 供試体を作成し、それらに対し正負交番載荷実験を行った。その結果、鋼より線を芯材として用いても、最大耐力付近までは、鋼棒を用いた場合と同等の芯材配置効果、二次剛性を期待できることが明らかとなった。ただし、ポストピークにおいては、鋼より線を用いた方の橋脚耐力の低下が著しくなる傾向が確認された。また、UBRC 橋脚構造では、芯材に対しプレストレスを作用させないため、プレストレスが作用しなくとも一定の定着力が期待できる鋼より線の定着法が必要である。
- 鋼より線と鋼棒を芯材として配置した UBRC 供試体を解析対象としたファイバーモデルによる正負交番載荷解析を行った。その結果、鋼より線を用いた場合、芯

材として圧縮力を受け持たないため、圧縮力を受け持つことできる鋼棒を芯材として用いた UBRC 橋脚構造に比べコンクリートの圧壊、劣化が早期化することが明らかとなった。ただし、最大耐力付近までは、鋼より線を用いても鋼棒を用いた場合と同様の二次剛性を期待できることが解析的にも確認された。

- 鋼より線の可とう性に富むという特徴を利用した、UBRC 橋脚構造における芯材の曲げ配置法を提案した。そして、提案した配置法に従って芯材を曲げ配置した UBRC 供試体を想定し FEM 解析による検討を行った。その結果、芯材を曲げ配置しても橋脚基部の塑性ヒンジ区間に作用する芯材からの漸増圧縮力、抵抗モーメントの条件が同じであれば、直線的に配置した場合と同様の二次剛性、芯材配置効果が実現できることが明らかとなった。
- 芯材を曲げ配置した UBRC 橋脚構造では、芯材の軸方向力の方向が変化することにより、橋脚に作用するせん断力と逆向きの水平力が発生する。それにより、曲げ配置区間のせん断特性を改善することができ、直線的に配置した UBRC 橋脚に比べ、せん断変形の低減、せん断耐力の増加が可能になることを FEM 解析により確認した。
- PC 鋼より線は、可とう性に富み、PC 鋼棒よりも降伏強度が高いことから UBRC 橋脚構造の建設時の施工性の向上、また、芯材の性能向上において有利である。また、鋼より線を芯材として曲げ配置することにより、安定した二次剛性に加え、せん断耐力、せん断特性の向上を特徴とする UBRC 橋脚構造が実現できる。

## 参 考 文 献

- (1) 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999 年 11 月
- (2) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に関する正負交番載荷実験，第 3 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.189-194，1999 年
- (3) 岡田清，藤井学，小林和夫：プレストレストコンクリート構造学，国民科学者，1989 年 5 月
- (4) 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート [PC 定着工法特集]，1977 年 6 月
- (5) Ristić,D.,Yamada,Y.and Iemura,H. : Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varting axial loads, Technical report, Kyoto University, 1986. KUCE, No.86-ST-01.
- (6) 西川和廣，廣松新，鈴木素彦，伊藤公彦：外ケーブルを適用した PC 桁の曲げ・せん断挙動に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.42 No.5, pp25-36，2000 年 9 月
- (7) 伊藤忠彦，山口隆裕，池田尚治：外ケーブルを用いたプレキャストセグメントはりの曲げせん断挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17 No.2, pp773-778，1995 年
- (8) 電通交際情報サービス 訳：ADINA ユーザーズガイド，ANINA R & D, Inc., 1998 年

## 第6章 UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性

### 6.1 概説

UBRC 橋脚構造では、橋脚基部などの塑性ヒンジ区間に芯材を弾性部材として配置することにより、その復元力特性に安定した二次剛性を付与することができる。前章までは、RC 単柱式橋脚構造へ UBRC 橋脚構造を適用することを想定して、橋脚基部にのみ芯材を配置することを前提としてきた。しかし、塑性ヒンジが発生する構造形式としては、RC 単柱式橋脚構造の他にも RC ラーメン橋脚構造が考えられる。特に、RC ラーメン橋脚構造では、単柱式橋脚構造と異なり柱基部以外にも、梁両端部や柱上部など複数箇所に塑性ヒンジが発生する可能性がある。つまり、それらの部分に芯材を配置することができれば、RC ラーメン橋脚構造においても安定した二次剛性が発現し、本研究で明らかとしている UBRC 橋脚構造の特性を実現できるものと考えられる。

そこで、本章では、アンボンド芯材を RC ラーメン橋脚構造に用いた UBRC ラーメン橋脚構造についての検討を行う。ここでは、まず、ラーメン橋脚構造の特徴について整理し、UBRC 橋脚構造の適用、特に、芯材の配置についてまとめる。そして、RC ラーメン橋脚構造、並びに、UBRC ラーメン橋脚構造の実験用供試体を作成し、それらに対して正負交番載荷実験を行い、UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性について検討する。さらに、正負交番載荷実験の再現解析を行うことにより、芯材の配置が UBRC ラーメン橋脚構造の構造特性、破壊過程に及ぼす影響とそのメカニズムについて考察する。

### 6.2 RC ラーメン橋脚構造と芯材配置

UBRC 橋脚構造では、橋脚断面内にアンボンド芯材、若しくは、付着剥離芯材を配置し、それが、橋脚が大変形を起こした場合でもその内部で弾性挙動を示すことにより、安定した二次剛性をその復元力特性に付与することができる。そのメカニズムは、



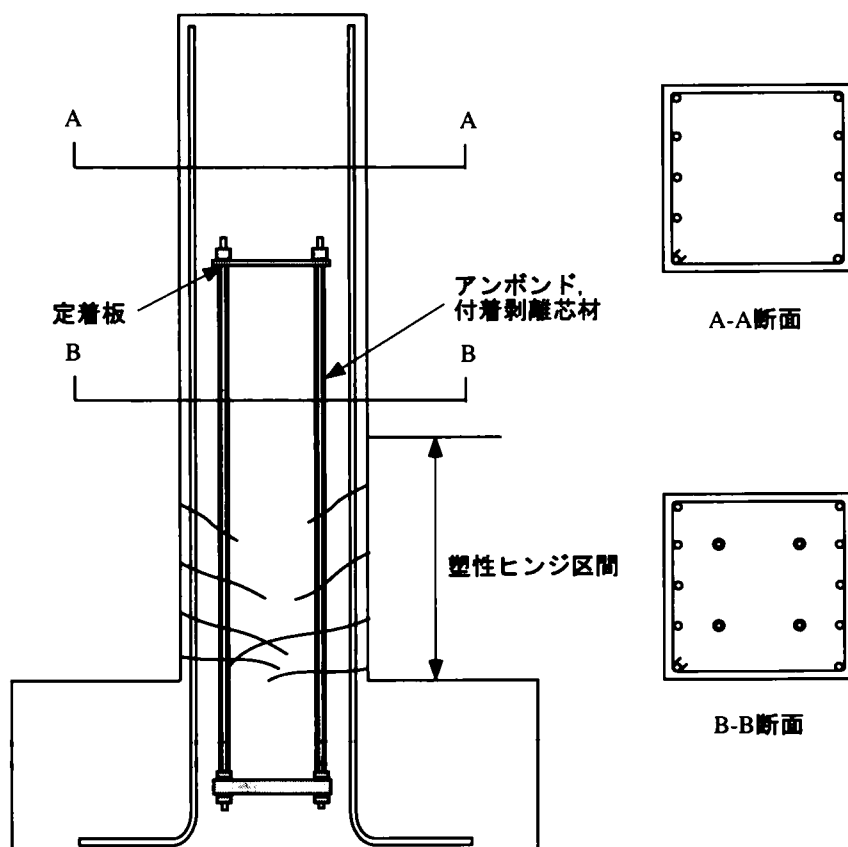


図 6.1: 単柱式橋脚構造における芯材配置

塑性ヒンジ区間に配置された芯材の復元力が、橋脚断面に対し漸増圧縮力、水平力に対する抵抗モーメントとして作用することによる。つまり、UBRC 橋脚構造では、塑性ヒンジ区間に芯材を配置することにより、二次剛性が発現する。そのため、単柱式橋脚では、塑性ヒンジ区間となる橋脚基部を挟むように芯材を配置、定着することを想定している（図 6.1）。

単柱式橋脚では、上部構造の慣性力が水平力として作用した場合、図 6.2 のように作用モーメント分布は、三角形分布となり最大モーメントは橋脚基部にのみ発生し、塑性ヒンジが形成される。これに対し、RC ラーメン橋脚構造では、単柱式橋脚構造とは、異なるモーメント分布を示す。例えば、門型のラーメン橋脚構造を想定した場合、同じように上部構造の慣性力が水平力として作用した場合、そのモーメント分布は、図 6.3 のようになり、複数箇所で大きなモーメントが作用する可能性がある。つまり、RC ラーメン橋脚構造では、柱基部以外にも、梁両端部や柱上部などにおいて塑性ヒンジが形成されることが考えられる。UBRC 橋脚構造における芯材が塑性ヒンジ区間に配置され、弾性挙動を示すことにより安定した二次剛性を実現することを考えると、RC ラーメン橋脚構造における芯材配置としては、単柱式橋脚構造のように柱基部のみではな

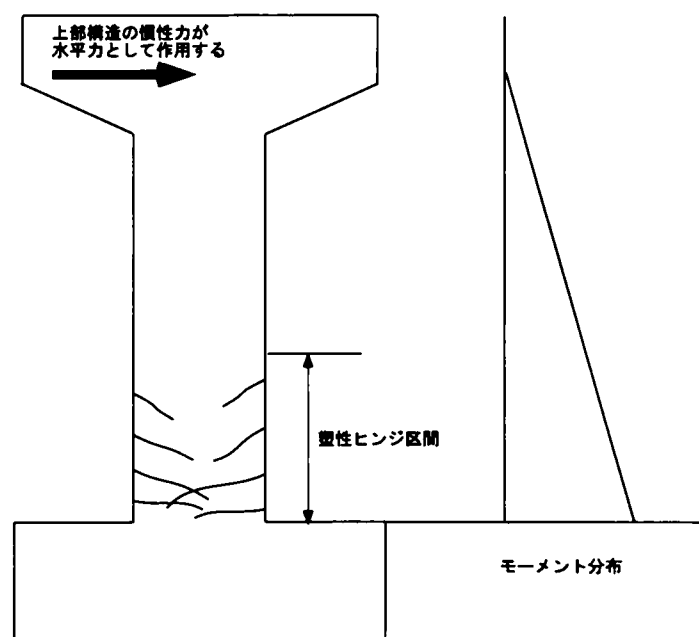


図 6.2: 単柱式橋脚構造におけるモーメント分布

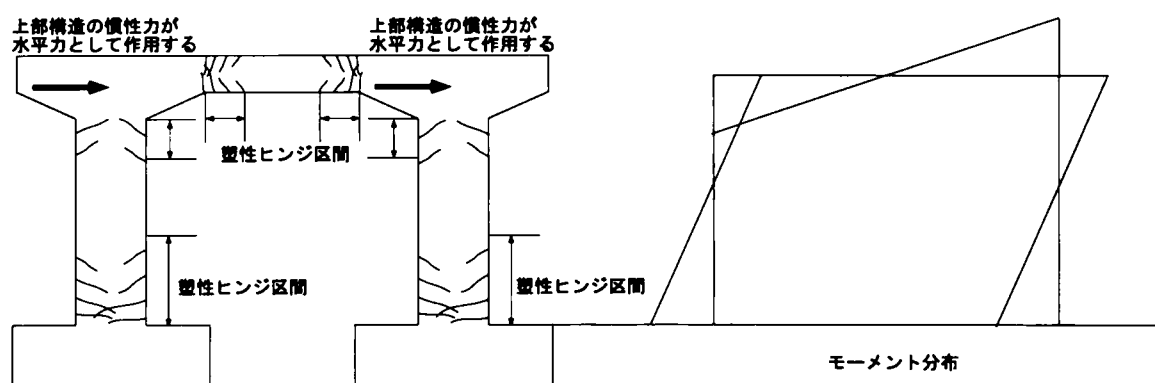


図 6.3: ラーメン橋脚構造におけるモーメント分布

く、梁両端部などにも配置することが考えられる（図 6.4）。すなわち、UBRC 橋脚構造の RC ラーメン橋脚構造への適用性を検討するためには、芯材の配置箇所の相違が橋脚全体の復元力特性、破壊過程に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

### 6.3 正負交番载荷実験

本研究では、UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性を検討するために、RC ラーメン橋脚、並びに、UBRC ラーメン橋脚の実験用供試体を作成し、それらに対し、正負交番载荷実験を行った。

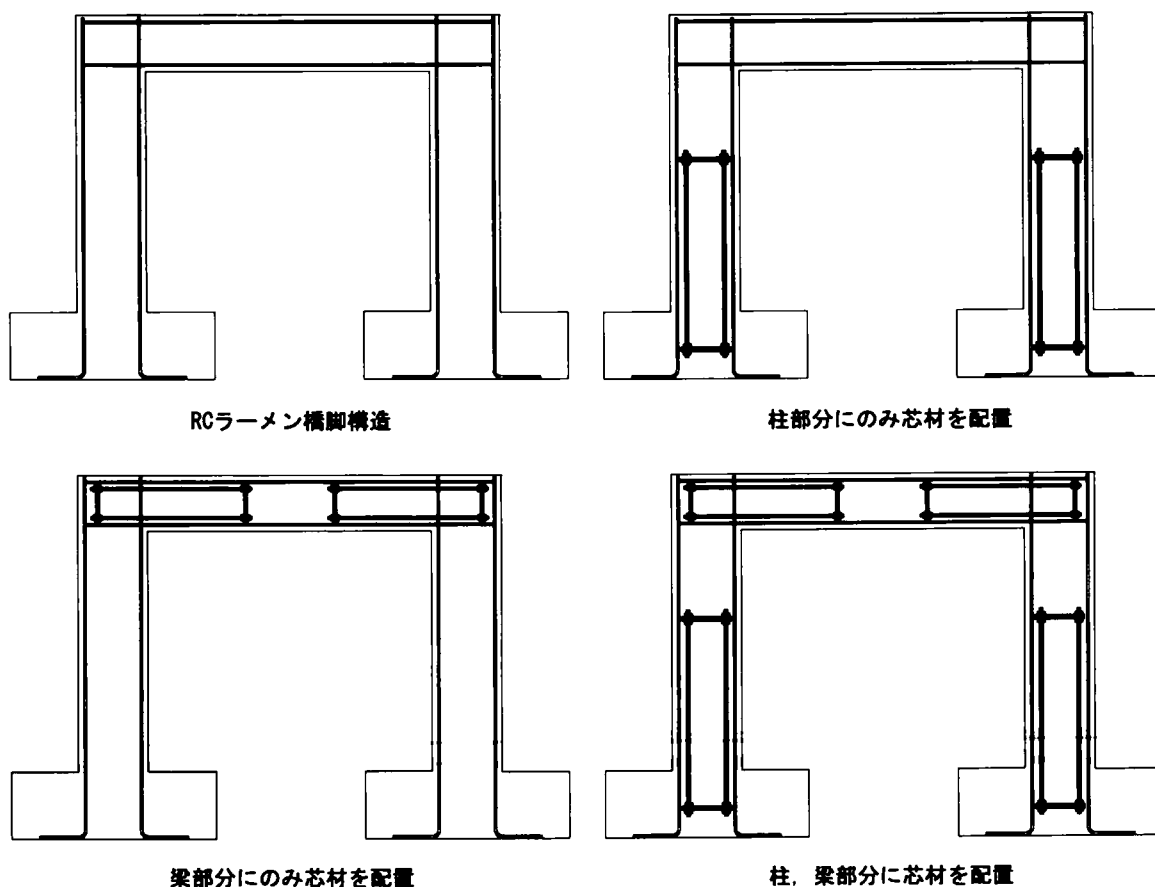


図 6.4: ラーメン橋脚構造における芯材配置例

### 6.3.1 実験用供試体

本研究では、対象とした RC ラーメン橋脚は、阪神高速道路の各路線から抽出した約 100 基の RC ラーメン橋脚の基本諸元をもとに、平均的な諸元である大阪西宮線 P-164 をベースとしたものである<sup>1)</sup>。実験用供試体は、この検討対象 RC ラーメン橋脚を相似率 7.8 で縮小したものである。表 6.1 に、実橋と供試体の断面、鉄筋比などの諸元を示す。実橋では、橋脚の周囲に鋼板を巻きたてているため、その分に関しては、帯鉄筋として換算している。また、梁部分の帯鉄筋については、実験時における梁のせん断破壊を防ぐことを目的として、実橋よりも供試体の量を多くしている。

図 6.5～図 6.8 に実験用供試体を示す。コンクリートは呼び強度 24MPa の普通コンクリートであり、柱部分には、軸方向鉄筋には SD295D10、せん断補強筋には SD345D6 を用い、梁部分では、軸方向鉄筋に SD295D10、せん断補強筋では SD345D4 を用いている（表 6.2, 表 6.3）。また、図 6.9 に示すように各供試体の軸方向鉄筋、せん断補強筋にはひずみゲージを設置している。

RC-1 供試体は検討対象 RC ラーメン橋脚を想定した RC ラーメン供試体である。こ

表 6.1: RC ラーメン橋脚の諸元

	実橋	供試体
脚高 (m)	10.26	1.32
柱断面 (m)	2.5*2.5	0.32*0.32
梁断面 (m)	2.5*2.0	0.32*0.25
柱部主鉄筋比 (橋軸) (%)	0.49	0.49
柱部主鉄筋比 (直角) (%)	0.40	0.41
梁部主鉄筋比 (%)	0.51	0.51
柱部帯鉄筋比 (%)	0.71	0.61
梁部帯鉄筋比 (%)	0.16	0.30

表 6.2: 鋼材の材料特性

		降伏強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)
軸方向鉄筋	SD295 D10	312	451
横拘束鉄筋	SD345 D4	363	511
PC 鋼棒	SBPR $\phi$ 9.2	1185	1331

れに対し、UBRC-1, 2, 3 供試体は芯材として  $\phi$ 9.2 C 種 PC 鋼棒 (SBPR $\phi$ 9.2) を配置した UBRC ラーメン供試体である。ただし、UBRC-1 供試体では、柱基部（橋脚基部から 890mm まで）にのみ芯材を配置し、UBRC-2 供試体は、柱基部と梁両端部（梁端部から 560mm まで）の両方に芯材を配置している。すなわち、RC, UBRC-1, 2 供試体の特性を比較することにより、芯材の有無、配置箇所の相違が橋脚全体の特性に及ぼす影響を評価できる。また、UBRC-3 供試体は、UBRC-2 供試体と同様に柱基部と梁両端部の両方に芯材を配置しているが、柱、梁部分の軸方向鉄筋が少ない UBRC ラーメン橋脚となっている。これは、軸方向鉄筋を減らして芯材を配置した UBRC ラーメン橋脚の特性を評価するためのものである。なお、供試体に配置する芯材には、全区間アンボンド処理を行い、コンクリートとの付着を切っている。また、UBRC 供試体に配置している芯材には、芯材のひずみ分布、及びその大きさを把握するために、上下定着点付近にひずみゲージを設置している。

表 6.3: コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
33.5	2.90	5.24

表 6.4: 供試体のパラメータ

供試体	主鉄筋 (柱部)	主鉄筋 (梁部)	芯材 (柱部)	芯材 (梁部)
RC	18 本	12 本	—	—
UBRC-1	18 本	12 本	中心から 0.1m	—
UBRC-2	18 本	12 本	中心から 0.1m	中心から 0.075m
UBRC-3	10 本	8 本	中心から 0.1m	中心から 0.075m

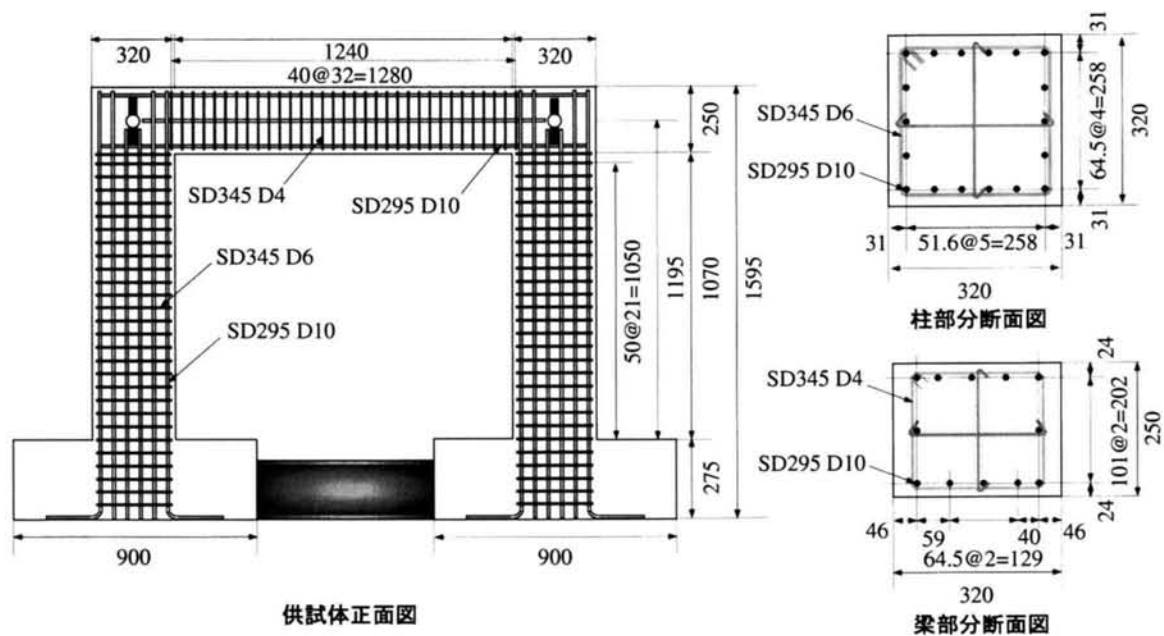


図 6.5: RC ラーメン供試体 (RC)

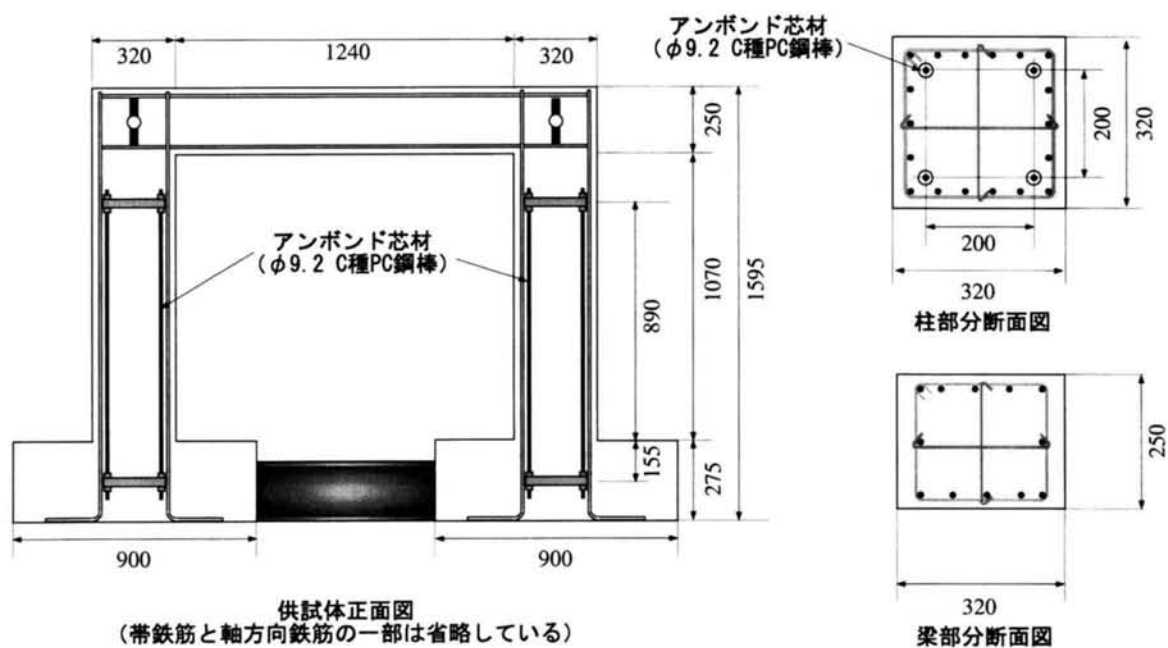


図 6.6: UBRC-1 ラーメン供試体 (UBRC-1)

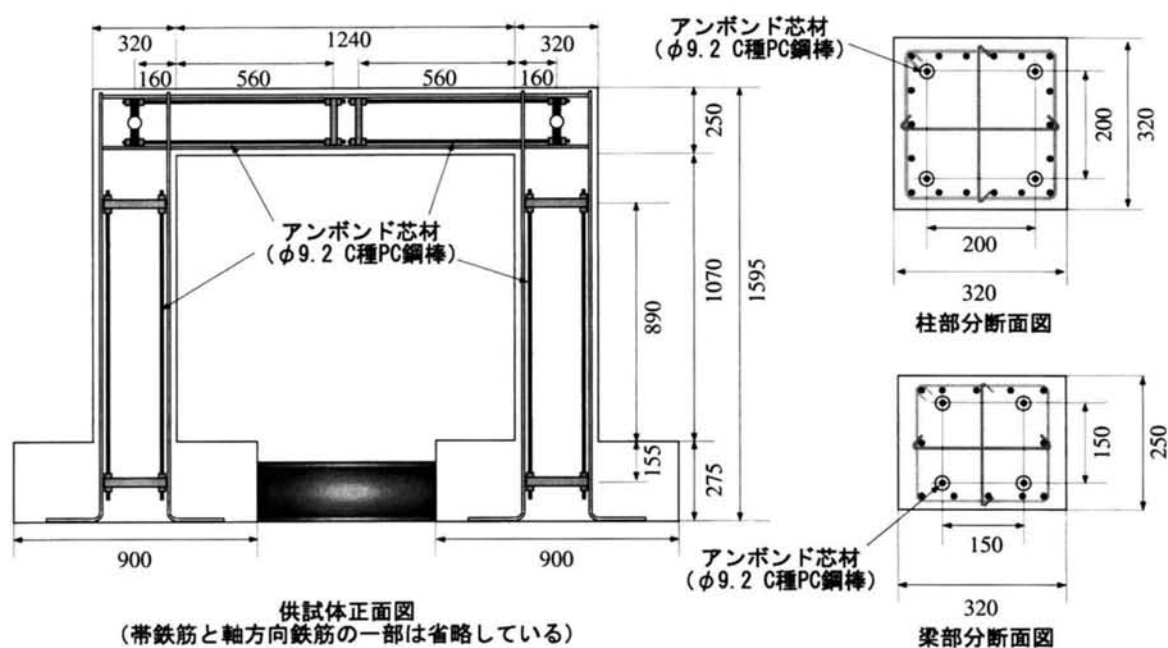


図 6.7: UBRC-2 ラーメン供試体 (UBRC-2)



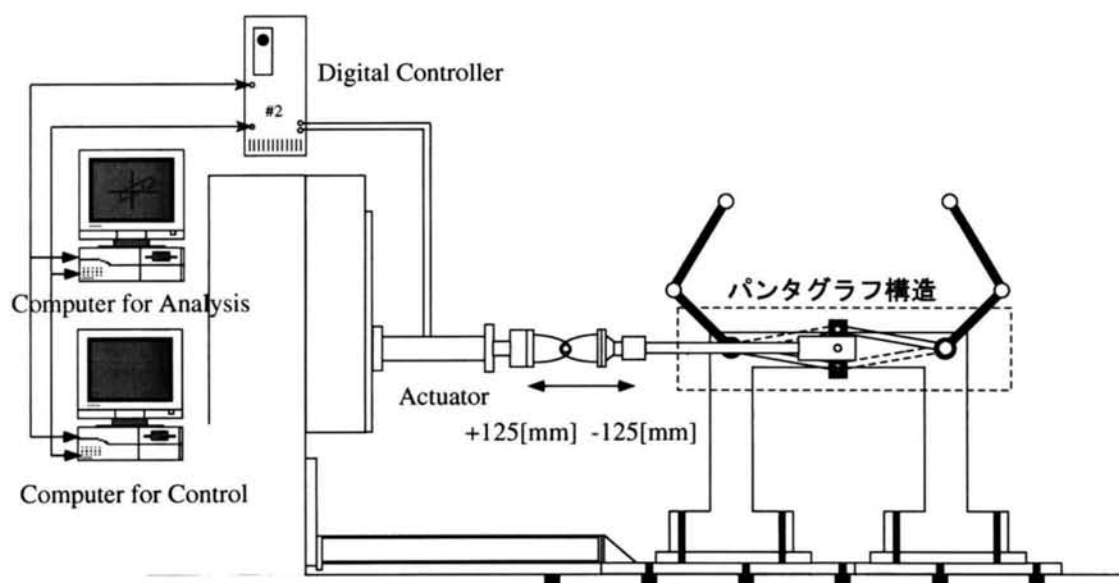


図 6.10: 実験システム

### 6.3.2 実験システム

正負交番载荷実験における供試体への水平力の载荷は、1台のデジタル制御されたアクチュエーターを用いて行った。図 6.10, 写真 6.1 に载荷システムを示す。この载荷システムでは、柱頭部をヒンジでリンクしたパンタグラフ型の治具を用いて、柱頭部の平均水平変位を対象に変位制御で载荷が行われる。そのため、ラーメン供試体には、パンタグラフの軸方向力により柱頭部2点に载荷力が加えられる。また、パンタグラフ構造を採用したことにより、梁の曲げ、軸変形を拘束することなくラーメン供試体への载荷が可能となっている<sup>2)</sup>。アクチュエーターは、水平力载荷のための1台のみとし軸力载荷については、今回は、考慮しないものとする。

载荷方式は、アクチュエーターの変位5mmを単位 $\mu$ とし、その整数倍( $\mu = \pm 1, \pm 2, etc$ )の変位振幅で増加させていく、振幅漸増型载荷とした。なお、同一振幅における繰り返しは3回とした。ただし、RC 供試体の载荷実験では、アクチュエーターの制御に問題があったため载荷波形が不規則となっている。また、他の供試体でも载荷システムのゆるみ、変形などによりアクチュエーターの変位と実際の供試体との変形に差が生じたため、実験結果は、供試体に設置した外部変位計による観測値で整理している。



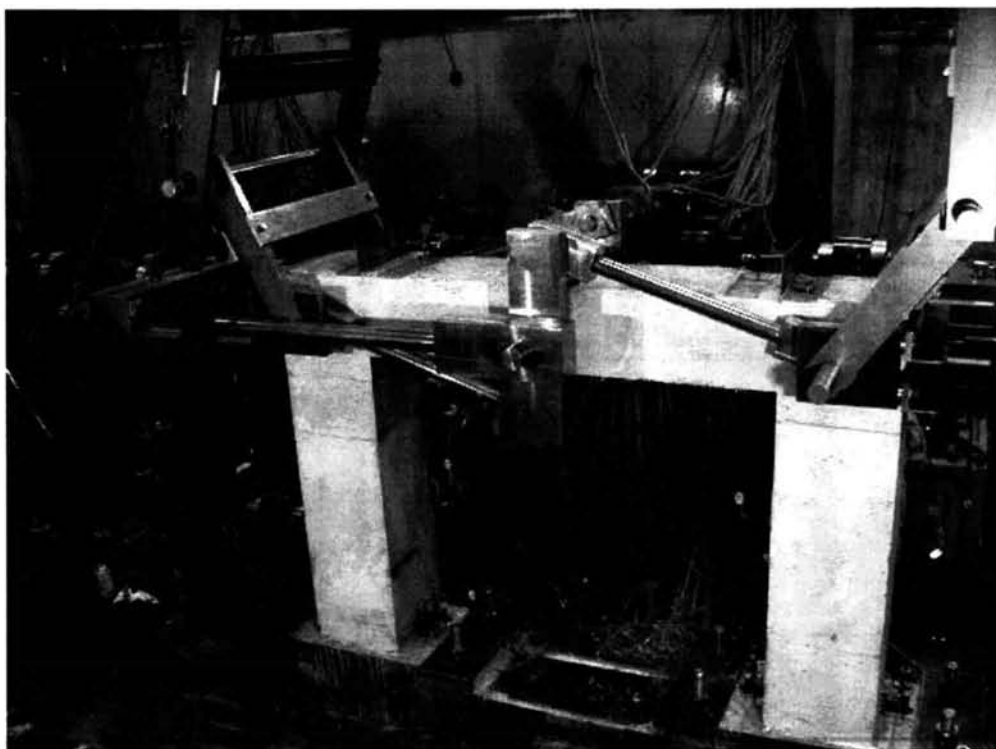


写真 6.1: 実験システム

### 6.3.3 実験結果

#### P- $\Delta$ 履歴曲線

図 6.11, 図 6.12 に正負交番載荷実験で得られた各供試体の P- $\Delta$  履歴曲線と骨格曲線の比較を示す. まず, P- $\Delta$  履歴曲線を見てみると, 芯材を配置していない RC 供試体では, 載荷点変位が 0.01m~0.015m の間で最大耐力 (約 185kN) を示した後は, 一定の耐力, 若しくは緩やかに耐力が下降していることが分かる. これに対し, 芯材を柱, 梁部分の両方, 若しくは, その一方に配置している UBRC-1~3 供試体では, UBRC 橋脚構造の特徴である正の二次剛性が確認できる. つまり, ラーメン橋脚構造でも芯材を配置することにより正の二次剛性を有する復元力特性を実現できることが実証された. ただし, UBRC 供試体における二次剛性, 最大耐力の大きさは各供試体で大きく異なっている. 例えば, 柱基部のみに芯材を配置した UBRC-1 供試体よりも柱基部と梁両端の両方に芯材を配置している UBRC-2 供試体の方が, 二次剛性の大きさが著しく大きくなっている. 単柱式橋脚では, 芯材の配置位置, 量, 範囲のみで二次剛性の大きさが変化していたが, 複数部材で構成されるラーメン橋脚では, 梁や柱部などの芯材の配置箇所によっても芯材配置効果である二次剛性の大きさが変化することが分かる.

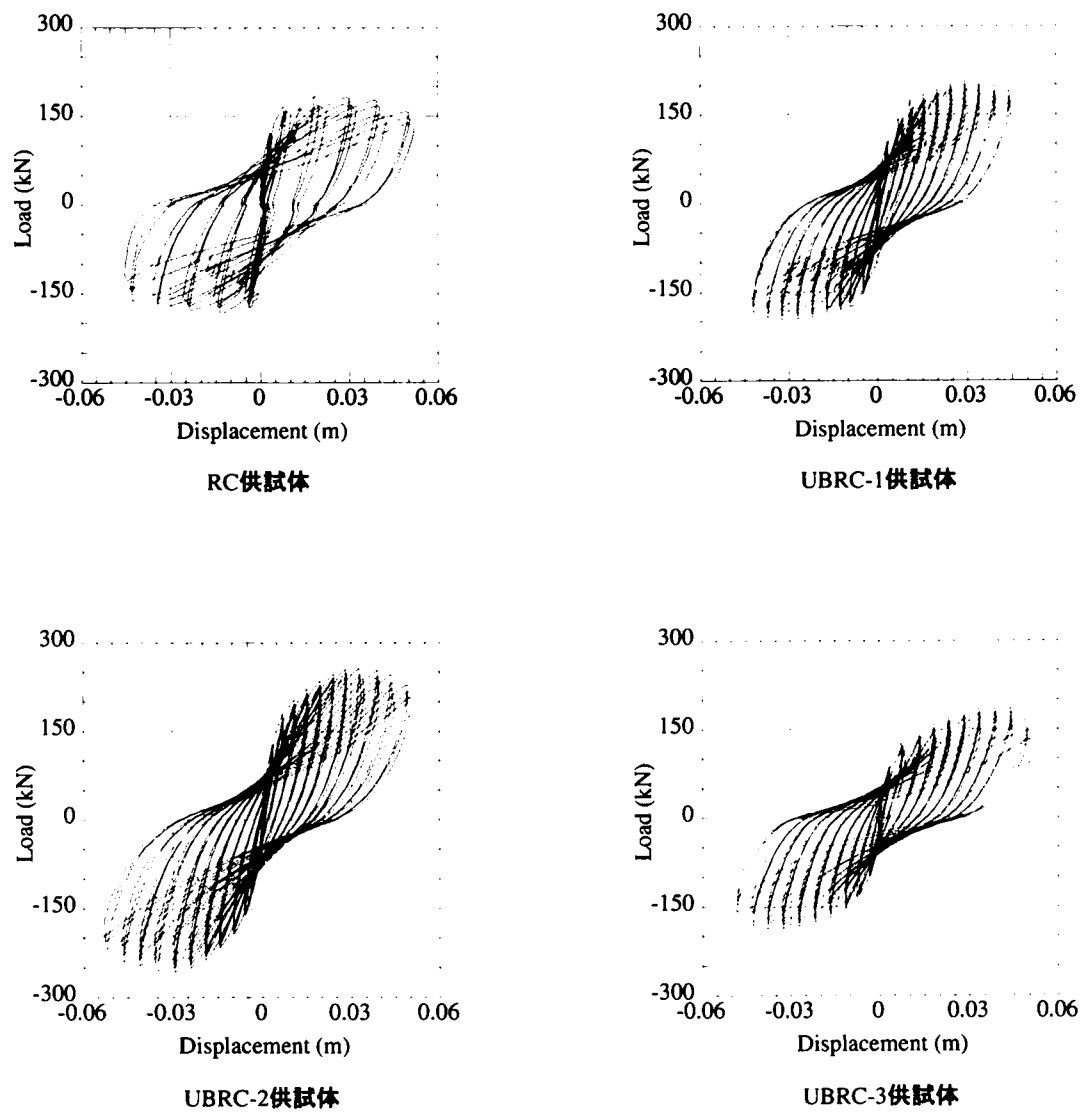
一方、UBRC-2 供試体から柱、梁の主鉄筋を減らした供試体である UBRC-3 供試体と RC 供試体の P- $\Delta$  履歴曲線、骨格曲線を比較すると、UBRC-3 供試体において正の二次剛性が発現することにより、降伏耐力が RC 供試体よりも小さく、最大耐力が RC 供試体と同等、若しくは大きい復元力特性が実現できていることが分かる。ラーメン橋脚構造においてこのような構造特性が実現できることは、現在までに単柱式橋脚で検討してきた二次剛性を利用した二段階耐震設計法をラーメン橋脚へ適用すること、また、鉄道橋などの鉄筋量が多いラーメン構造<sup>3)</sup>における施工性、経済性の向上において有用であると考えられる。

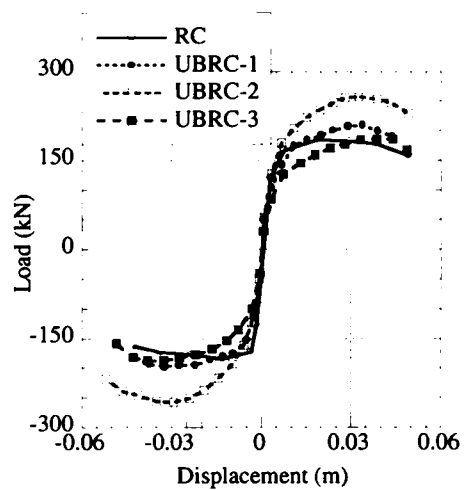
各供試体のポストピーク挙動では、RC 供試体が最も耐力低下が緩やかであるのに対し、最大耐力、二次剛性が大きな UBRC-2 供試体が最も早く（載荷点変位 0.04m 付近）から耐力の低下が始まっている。また、耐力の低下の度合いは、最大耐力が小さい供試体（UBRC-3 供試体など）ほど緩やかである。UBRC 橋脚では、芯材の復元力が橋脚の塑性ヒンジ部分に対し漸増圧縮力として作用することにより、二次剛性が発現する。したがって、芯材を配置した塑性ヒンジ区間では、芯材を配置していない場合に比べ、コンクリートの劣化が早期化し、橋脚耐力の低下が早期化する。また、ラーメン橋脚では、水平力の大きさに応じて軸力変動が発生し、圧縮側の柱基部に対して大きな圧縮力が作用する。そのため、最も、二次剛性が大きな UBRC-2 供試体の柱基部では、芯材と軸力変動による圧縮力が大きくなり、橋脚耐力の低下が著しくなったものと考えられる<sup>4)</sup>。コンクリートの圧壊が、橋脚耐力低下の主要な要因となる場合、UBRC ラーメン橋脚において十分な変形性能を確保するためには、芯材と軸力変動による圧縮力が塑性ヒンジ区間におけるコンクリートの劣化に与える影響を考慮する必要がある。

### 降伏過程

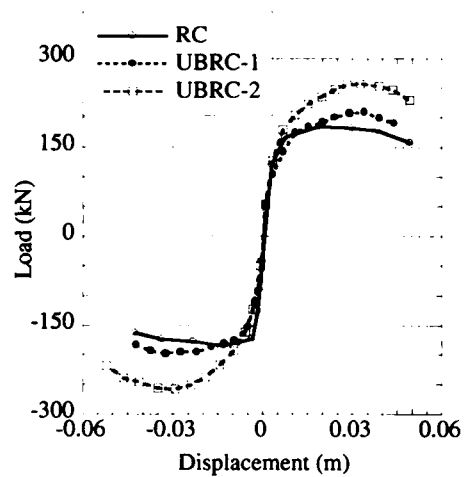
図 6.13～図 6.16 に、各供試体の主鉄筋、及び、芯材の降伏過程を示す。本研究では、主鉄筋、及び、芯材に設置したひずみゲージの値を基に各部材の降伏を判定している。すなわち、柱基部では、基部から 0.5D 区間（0.16m）の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時、柱上部では上部より 0.5D 区間（0.16m）の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時、さらに、梁部では、梁端部より 0.5D 区間（0.125m）の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時をそれぞれの部分の塑性化、降伏時と定義している。また、芯材に関しては、芯材ひずみが  $5000\mu$  を越えた時を降伏時としている。

まず、RC 供試体の降伏過程では、載荷点変位 0.002～0.003m の間に梁両端が塑性化

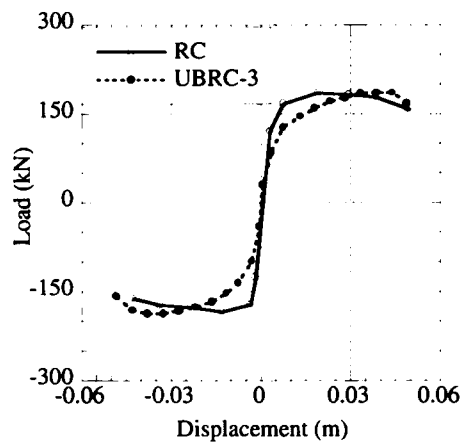
図 6.11: P- $\Delta$  履歴曲線



全供試体の比較



芯材の配置位置による相違



主鉄筋を減らしたUBRC橋脚との比較

図 6.12: 骨格曲線の比較

し、その後、載荷点変位 0.004~0.005m において左右柱基部が塑性化している。そして、載荷点変位 0.016m 付近で、右柱上部の主鉄筋が降伏している。しかし、後述するひび割れ分布、及び、左柱上部の主鉄筋が降伏していないことから、柱上部の塑性化は大きくないものと判断できる。橋脚全体の復元力特性では、梁両端、左右柱基部の塑性化が進行するに従って、剛性が低下し、右柱上部の降伏後は、一定の耐力を保つ、若しくは、緩やかに下降を始めている。

次に、柱基部にのみ芯材を配置している UBRC-1 供試体では、梁両端、柱基部などの降伏過程は、ほぼ RC 供試体と同じであり、左右柱上部の塑性化も確認できなかった。復元力特性では、梁両端と左右柱基部の塑性化に伴い、橋脚の剛性が低下しているが、右柱基部に配置した芯材が降伏するまで（載荷点変位 0.034m）RC 供試体には見られない二次剛性が発現し、耐力の増加が続いている。そして、右柱基部の芯材が降伏した時点で最大耐力を示し、その後は、梁両端部、左右柱基部の主鉄筋の座屈、及び、コンクリートの圧壊により耐力が低下している。

以上より、RC、UBRC-1 供試体では、概ね、同様な降伏過程を示していることが明らかとなった。これに対し、梁両端に芯材を配置している UBRC-2 供試体では、RC、UBRC-1 供試体とは異なる破壊過程が確認できる。梁両端部、左右柱基部の塑性化の順序、変形状態は、RC、UBRC-1 供試体とほぼ同様であるが、UBRC-2 供試体では、載荷点変位 0.015~0.020m において左右柱上部が塑性化していることが相違点として確認できる。梁に芯材を配置した UBRC-2 供試体において左右柱上部の損傷、塑性化が進行したことは、芯材の配置箇所の相違によってラーメン橋脚全体の破壊過程、降伏過程が変化することを示している。つまり、芯材の配置箇所は、P- $\Delta$  履歴曲線で確認されたように、二次剛性や最大耐力などの復元力特性に影響を与えるだけでなく、橋脚全体の破壊過程にも影響を与えることが分かる。なお、UBRC-2 供試体の復元力特性では、梁両端、左右柱基部の塑性化と共に剛性が低下しているが、梁左端部、左柱基部に配置した芯材が降伏するまで（載荷点変位 0.028~0.033m）二次剛性が発現することにより耐力の増加が続いている。そして、芯材の降伏後は、梁両端部、左右柱基部の主鉄筋の座屈、及び、コンクリートの圧壊により耐力が低下している。

また、UBRC-2 供試体から柱、梁部分の主鉄筋を減らした UBRC-3 供試体でも異なる降伏過程が確認できる。UBRC-3 供試体では、梁、柱の主鉄筋を減らしたために、載荷点変位 0.0025~0.0035m までにおいてほぼ同時に梁両端と左右柱基部が塑性化している。そして、UBRC-2 供試体よりも小さい変形状態（載荷点変位 0.0074m）で右柱上部が塑性化している。左柱上部は、UBRC-2 供試体と同様の載荷点変位 0.018m におい

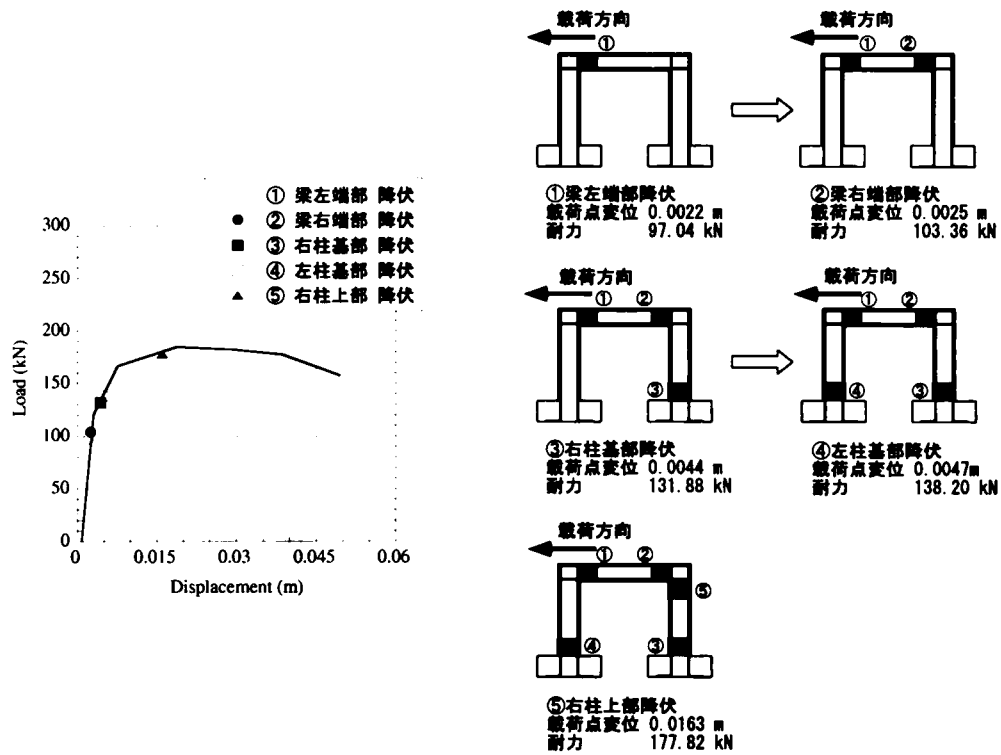


図 6.13: RC 供試体の降伏過程

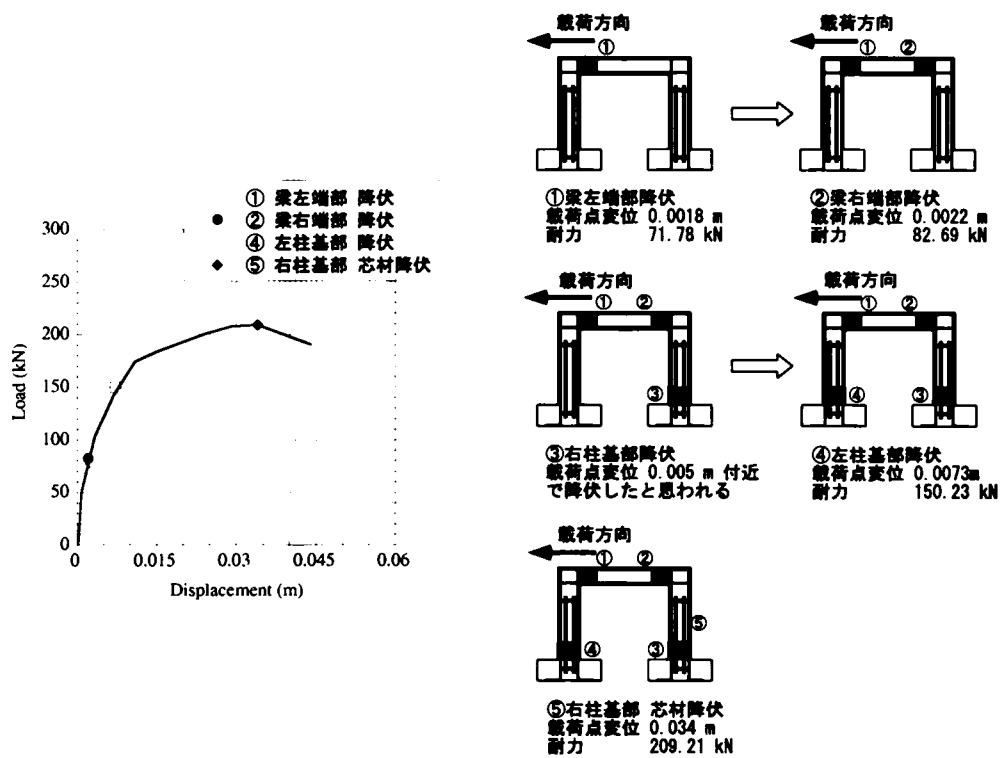


図 6.14: UBRC-1 供試体の降伏過程

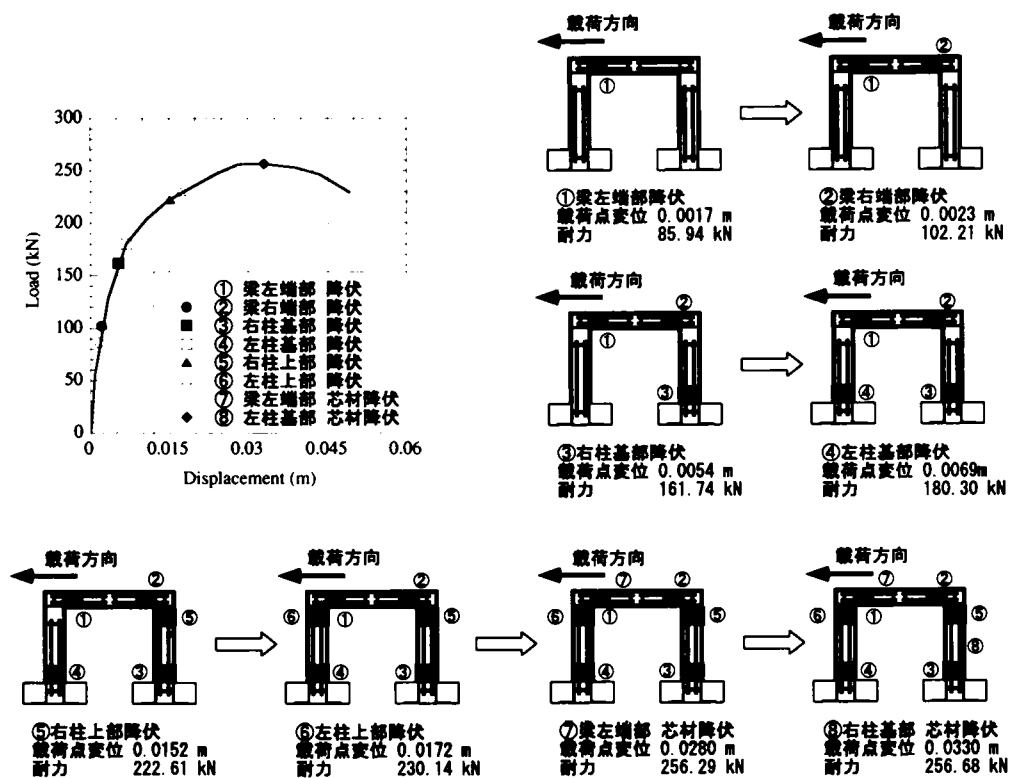


図 6.15: UBRC-2 供試体の降伏過程

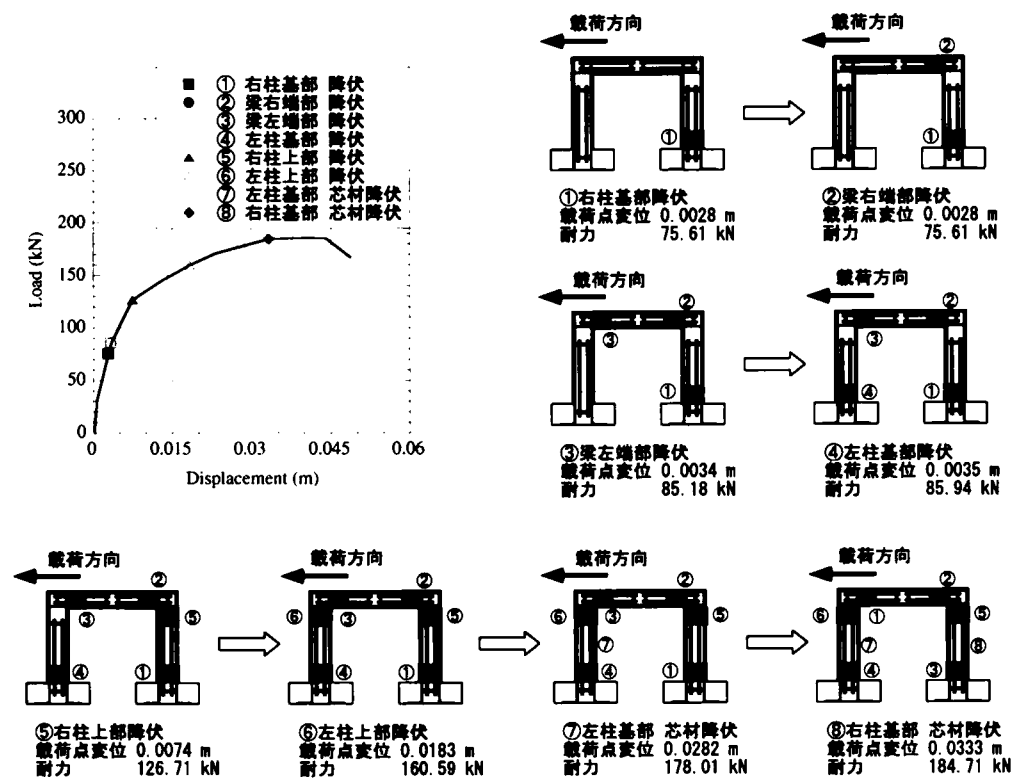


図 6.16: UBRC-3 供試体の降伏過程

て塑性化しているが、降伏の判定は、左柱上部において最もひずみが大きくなると考えられる位置に設置したひずみゲージが設置不良であったために、上部よりもやや下方に設置したひずみゲージの観測値で判定している。そのため、実際には、左柱上部の塑性化も載荷点変位 0.018m よりも早い段階で発生していた可能性がある。つまり、UBRC-3 供試体では、全ての供試体の中で最も早く柱上部が塑性化しその損傷が進行している。このように、UBRC-3 供試体で柱上部の損傷が進行した理由としては、柱上部の主鉄筋を減らしたことで、柱上部には芯材を配置していないことが考えられる。なお、UBRC-3 供試体の復元力特性では、他の UBRC 供試体と同様に梁両端部、左右柱基部の塑性化と共に剛性が低下しているが、梁左端部、左柱基部に配置した芯材が降伏するまで（載荷点変位 0.028～0.033m）二次剛性が発現することにより耐力の増加が続いている。そして、芯材の降伏後は、梁両端部、左右柱基部、上部の主鉄筋の座屈、及び、コンクリートの圧壊により耐力の低下が始まっている。

### ひび割れの進展状況

図 6.17, 図 6.18～図 6.21 に、各供試体の実験終了時のひび割れ分布、及び各供試体のひび割れ分布の進展状況（載荷点変位 0.007, 0.015, 0.023, 0.033m）を示す。本研究では、ひび割れの進展状況として正負交番載荷実験において各サイクルごとに、供試体表面に発生したひび割れ分布を記録したものを示す。なお、ひび割れ分布の進展状況では、載荷途中における隅角部のひび割れの観測が不可能であったため省略している。

各供試体のひび割れ分布を見ると、左右柱基部、上部、梁両端部にひび割れ、かぶりコンクリートの剥離が集中していることが分かる。また、載荷初期段階では、柱、梁に曲げひび割れが発生し、大変形領域において斜めひび割れへ移行することやかぶりコンクリートの剥離が始まることなどの共通する傾向が確認できる。ただし、ひび割れの数やかぶりコンクリートの剥離量は、供試体の種類や場所によって大きく異なっている。例えば、RC, UBRC-1 供試体では、左右柱基部や梁両端部に多くひび割れが発生しており、柱上部におけるひび割れの数は少ない。これに対して、UBRC-2, 3 供試体では、載荷の初期段階から柱上部のひび割れが多く発生し、その幅も大きくなっている（写真 6.2）。特に、柱上部の主鉄筋が少ない UBRC-3 供試体では、かぶりコンクリートも大きく剥離しており、柱上部における損傷が大きくなっていることが分かる。RC, UBRC-1 供試体と UBRC-2, 3 供試体の柱上部におけるひび割れ分布の違いが現れた原因としては、梁両端における芯材の配置が考えられる。前述したように



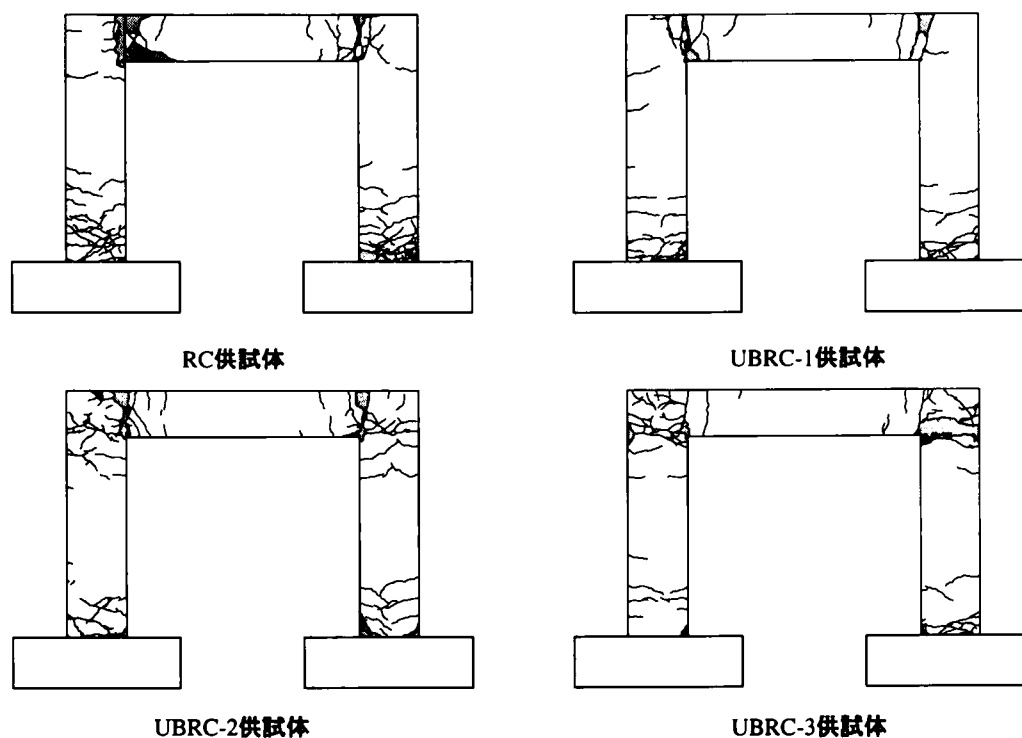


図 6.17: 各供試体のひび割れ分布

降伏過程でも，梁に芯材を配置した UBRC-2，3 供試体の方が柱上部の塑性化が早く，その損傷が進行していた．つまり，梁両端部に芯材を配置することが，梁に剛結された柱上部の破壊性状やひび割れ分布に大きな影響を与えることが分かる．

#### 芯材ひずみ分布

図 6.22～図 6.25 に，UBRC 供試体の芯材ひずみの分布の比較を載荷点変位 0.007m（左右柱基部，梁両端部の主鉄筋降伏直後），0.015m，0.023m，0.033m（最大耐力経験時付近）ごとに示す．

UBRC 供試体の各部分に配置された芯材ひずみ分布を見ると，芯材とコンクリートの付着が切れていることにより，概ね，そのひずみが平滑化され，かつ，その大きさが橋脚の変形が進むに従って大きくなっていることが分かる．しかし，芯材ひずみの増加の様子は供試体の種類，及び，配置箇所によって異なる傾向が確認できる．まず，左右柱基部に配置している芯材ひずみ分布では，供試体の相違に関わらず，同一変形状態では，概ね同じような芯材ひずみ分布を示している．

これに対し，梁部分における芯材ひずみでは，UBRC-3 供試体よりも UBRC-2 供試体の芯材ひずみが大きくなる傾向が確認できる．例えば，UBRC-2 供試体では，載荷

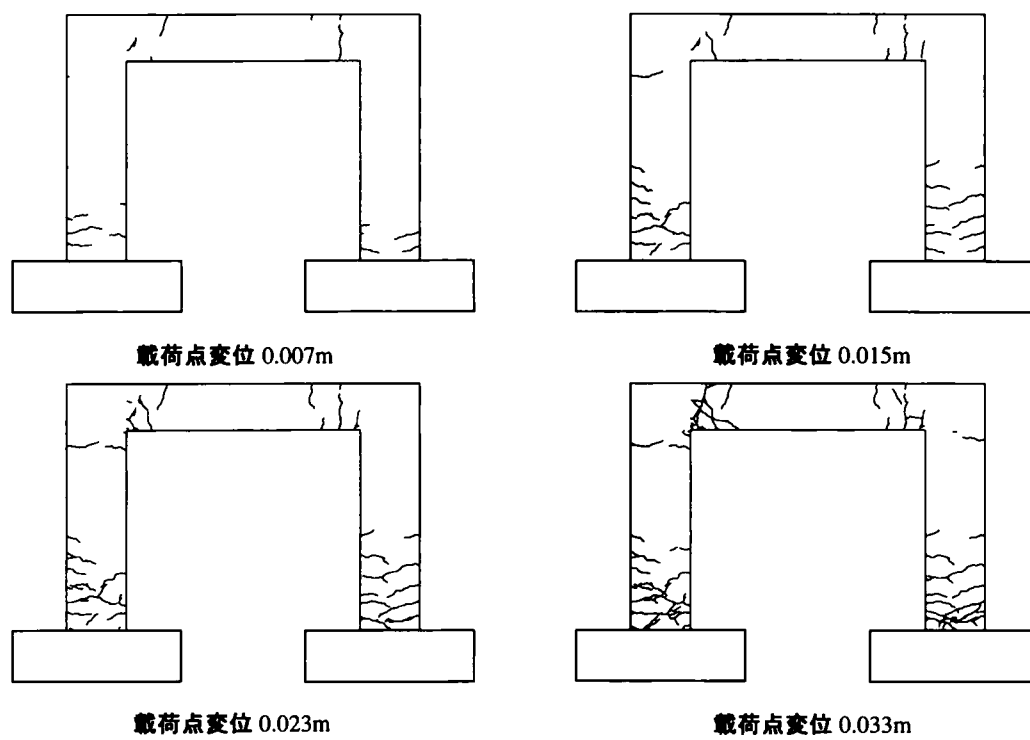


図 6.18: RC 供試体のひび割れの進展状況

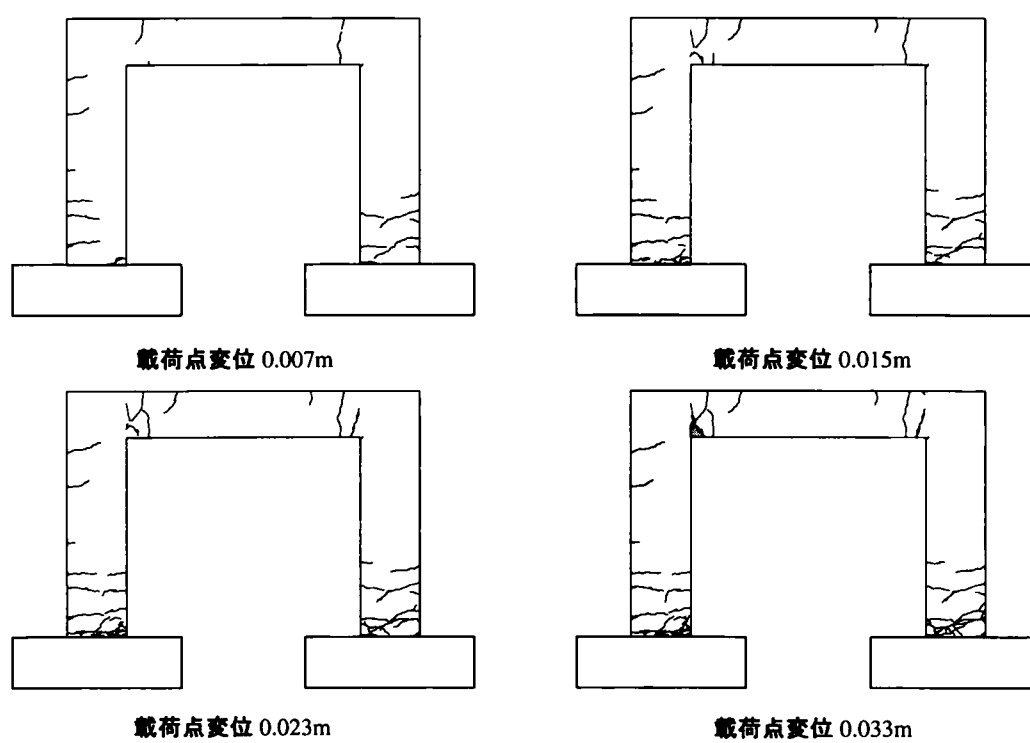


図 6.19: UBRC-1 供試体のひび割れの進展状況

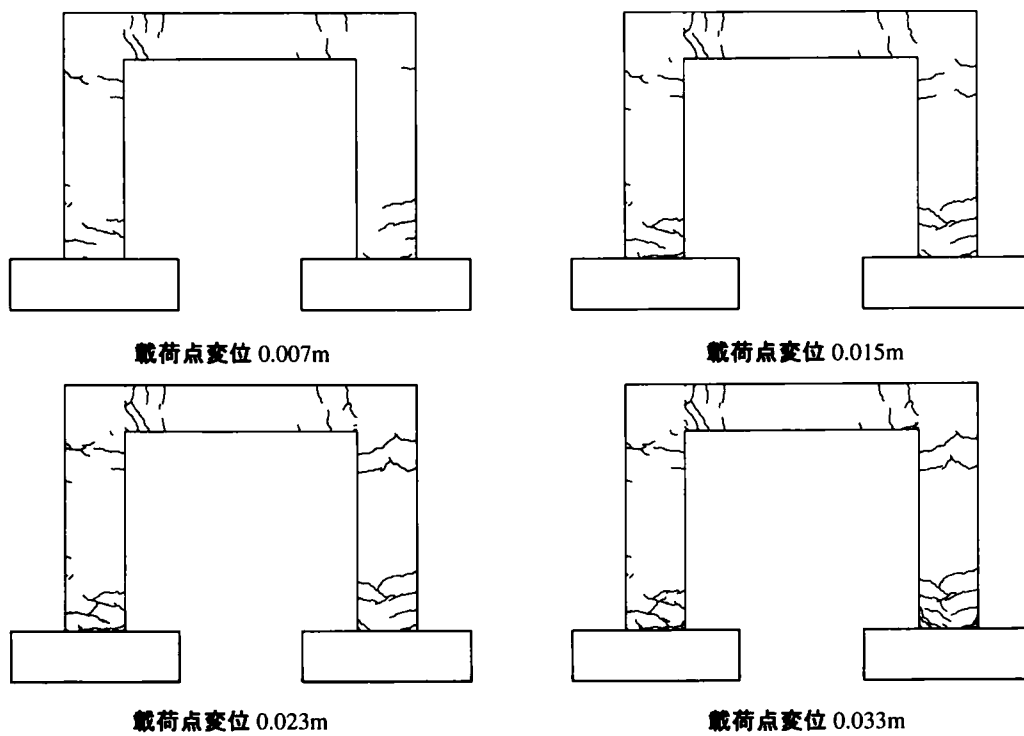


図 6.20: UBRC-2 供試体のひび割れの進展状況

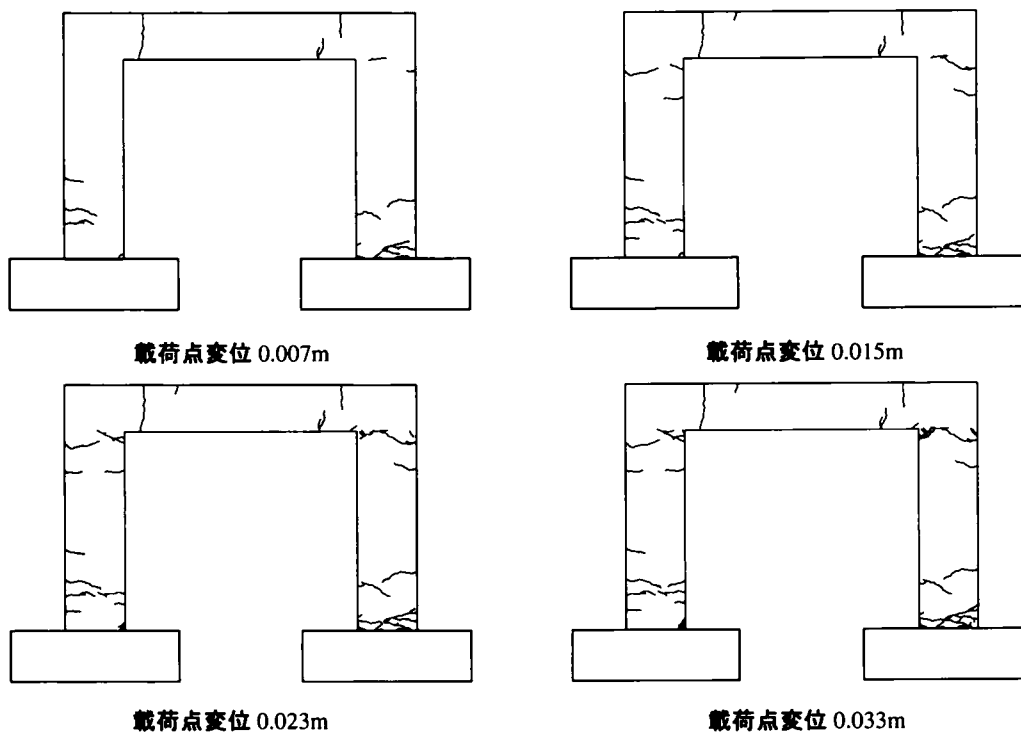


図 6.21: UBRC-3 供試体のひび割れの進展状況



UBRC-1供試体



UBRC-2供試体



UBRC-3供試体

写真 6.2: 柱上部の損傷（右柱, 載荷点変位 0.044m）

点変位 0.033m 時における梁左端部の芯材ひずみが  $5000\mu$  を越え、降伏しているのに対し、UBRC-3 供試体では、 $4000\mu$  程度で降伏にまで至っていない。また、この傾向は、どの変形状態、梁右端部でも同様である。UBRC-2, 3 供試体で梁部分の芯材ひずみの増加量に相違が現れた理由としては、柱上部における損傷の進行程度の相違が考えられる。前述したように UBRC-3 供試体は、柱、梁部分の主鉄筋を UBRC-2 供試体より減らしている。そのため、降伏過程やひび割れ分布からも分かるように、芯材を配置していない柱上部の塑性化が UBRC-2 供試体に比べ大きく進んでいる。柱上部の塑性化が進むと柱上部の変形が大きくなり、梁の曲げ変形が小さくなるために、梁端部に配置された芯材ひずみが小さくなるものと考えられる。

一方、梁部における芯材ひずみを左右で比較すると、橋脚が左方向に変形している状態において左端の芯材ひずみが、右端のそれよりも大きくなる傾向がある。また、その傾向は、橋脚の変形が大きくなるに従って顕著である。橋脚が左方向に変形している状態において左端の芯材ひずみが大きくなる原因としては、梁両端の曲げ変形、曲率が対称でないことが考えられる。アンボンド芯材のひずみは、芯材を配置している同位置の RC 要素の変形量に依存している。そのため、梁両端部で異なる曲げ変形、曲率を示した場合、そこに配置された芯材ひずみにも相違が現れるものと考えられる。以

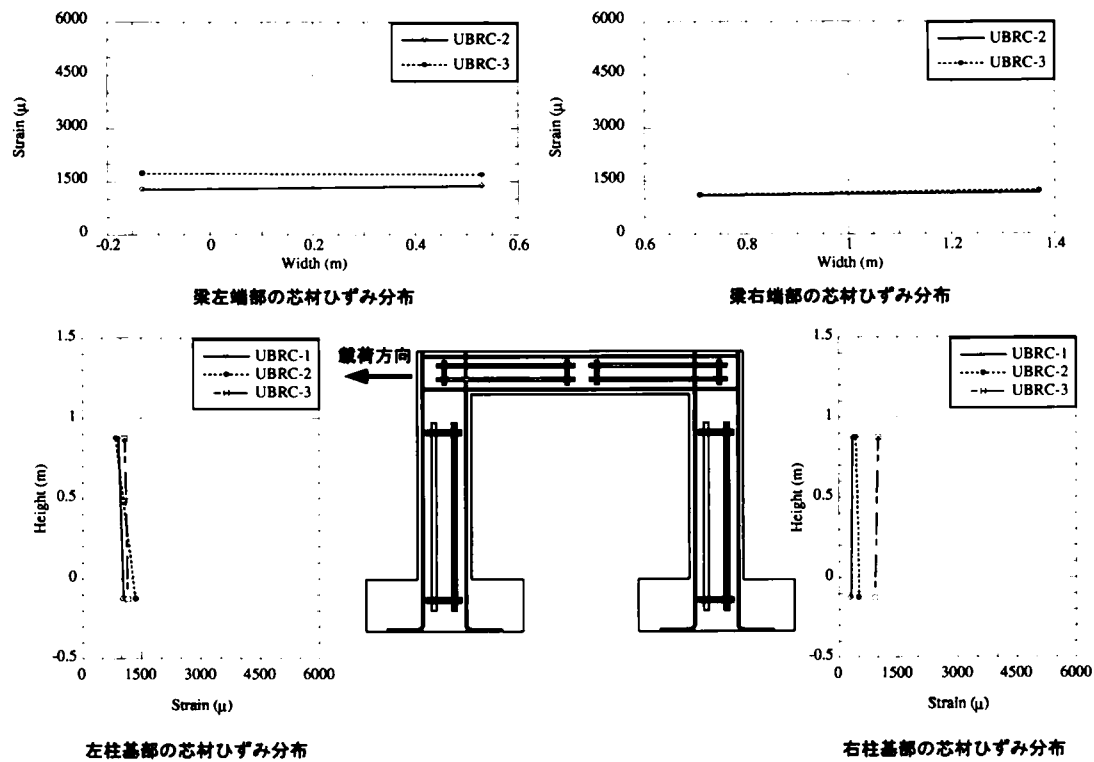


図 6.22: 芯材ひずみ分布 (載荷点変位 0.007m)

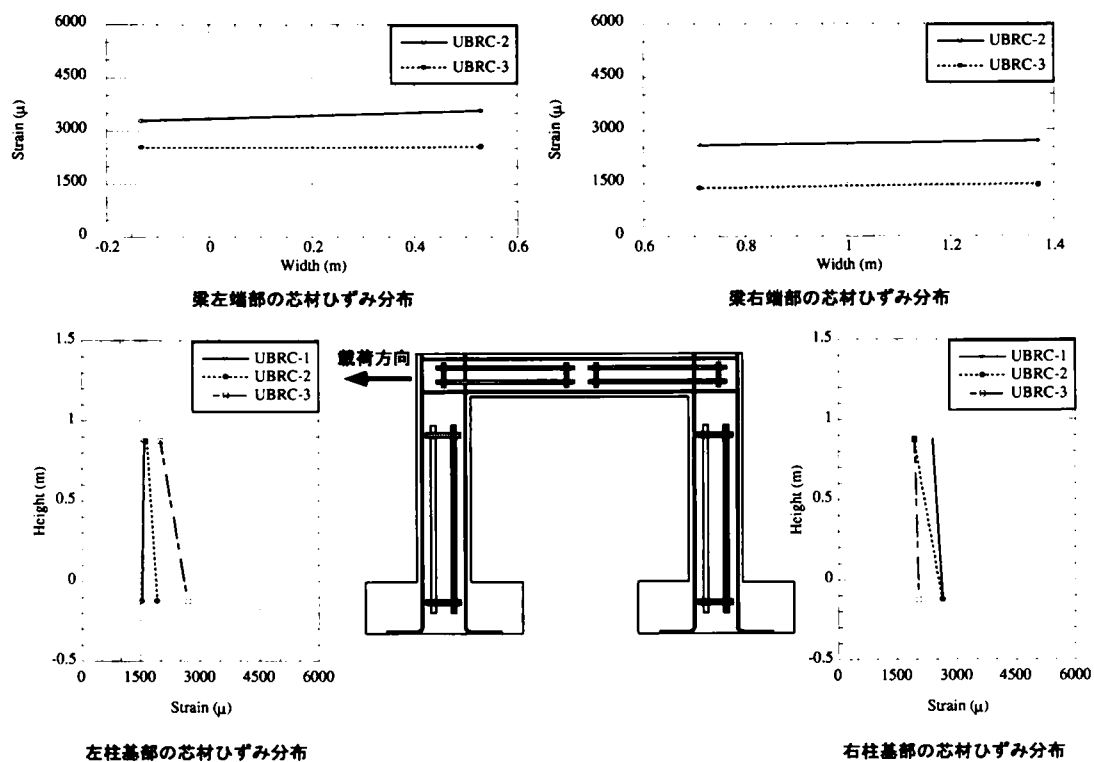


図 6.23: 芯材ひずみ分布 (載荷点変位 0.015m)

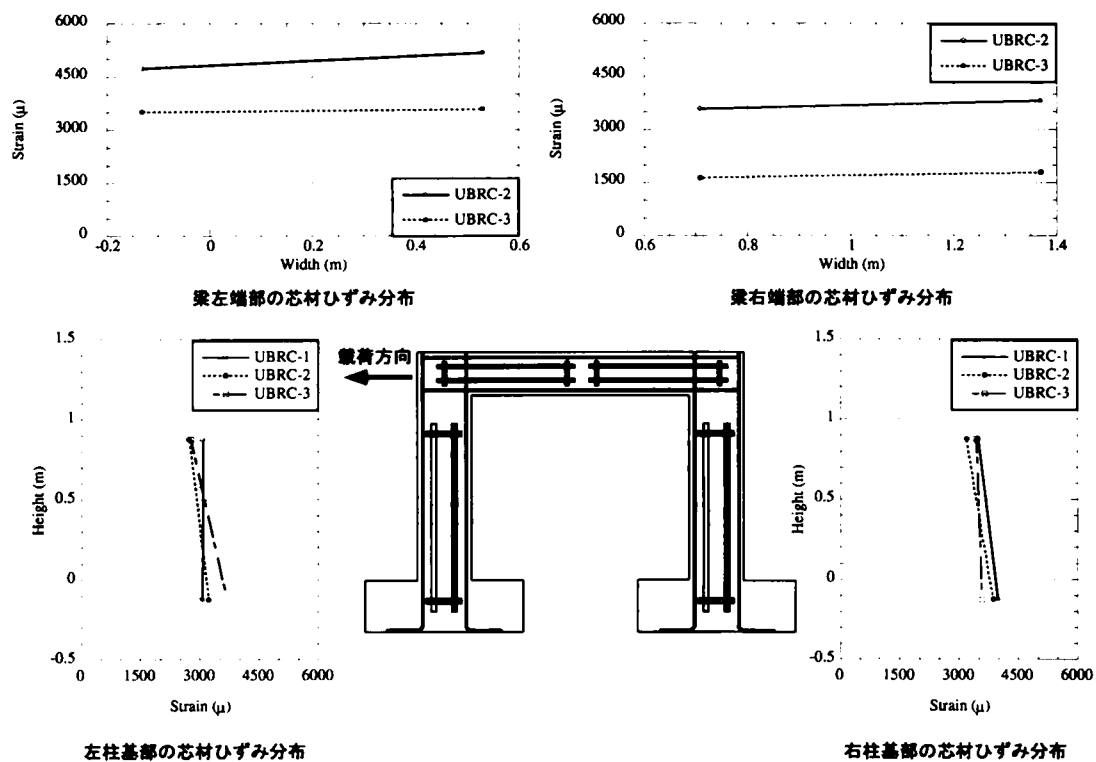


図 6.24: 芯材ひずみ分布 (载荷点変位 0.023m)

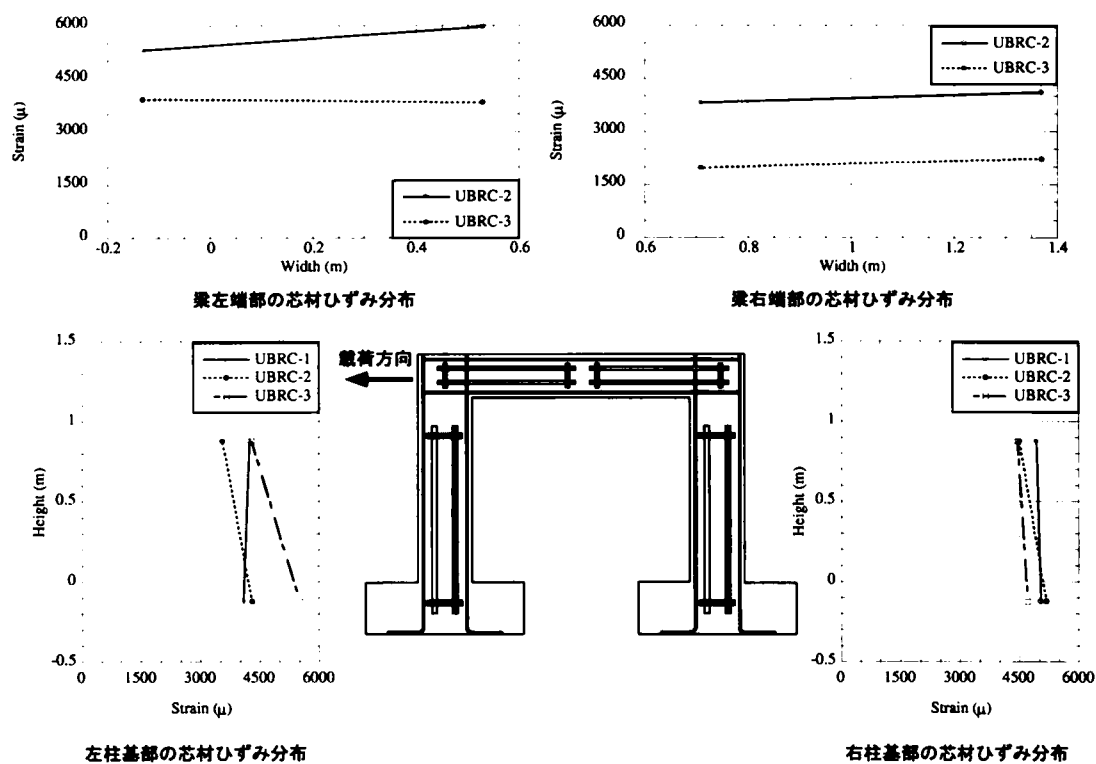


図 6.25: 芯材ひずみ分布 (载荷点変位 0.033m)

上から、梁部分における芯材ひずみ、配置効果は、柱上部の塑性化の程度などに大きく影響されることが明らかとなった。つまり、左右対称に柱、梁に芯材を配置した場合でも、UBRC ラーメン橋脚の破壊過程によって、橋脚全体の復元力特性に与える各部分の芯材効果は、大きく変化することになる。

## 6.4 正負交番載荷解析

正負交番載荷実験では、ラーメン橋脚構造でも芯材を配置することにより二次剛性が発現すること、また、その大きさが配置箇所によって変化すること、さらに、芯材の配置により破壊過程が変化し、それが、芯材ひずみの大きさ、配置効果に大きな影響を与えることが分かった。ここでは、正負交番載荷実験の再現解析を行い、実験で確認された現象のメカニズムを解明する。

### 6.4.1 解析モデルについて

解析では、単柱式 RC、UBRC 橋脚を対象として用いてきたファイバーモデル解析手法を適用する。ファイバーモデル解析手法による RC、UBRC ラーメン橋脚の解析では、芯材要素、ジョイントバネ要素の設置を変化させることによりアンボンド芯材、及びその配置の相違を考慮できること、また、ラーメン橋脚構造の特徴であるフレームアクションによる軸力変動を考慮できること、さらに、各要素の応力状態、 $M-\phi$  関係が把握できるため破壊過程や各要素の損傷の度合いを考察できる、といった特徴がある。図 6.26 に解析モデルを示す。このモデルでは、梁-柱接合部については、剛体要素を用いてその損傷は考慮しないこととしている。また、芯材要素を RC 断面要素と別にモデル化し、要素軸方向の剛性をゼロとしたジョイントバネ要素で接合することにより、アンボンド芯材を考慮している。

載荷点のモデル化については、図 6.26 には示していないが、載荷システムで採用したパンタグラフ構造をトラス要素でモデル化し、載荷条件を正負交番載荷実験と同様にしている。

### 6.4.2 解析概要

解析対象供試体は、正負交番載荷実験で用いた実験用供試体（図 6.5～図 6.8）である。解析に用いたコンクリート、鉄筋、芯材の応力-ひずみ履歴モデルは、六車モデル、

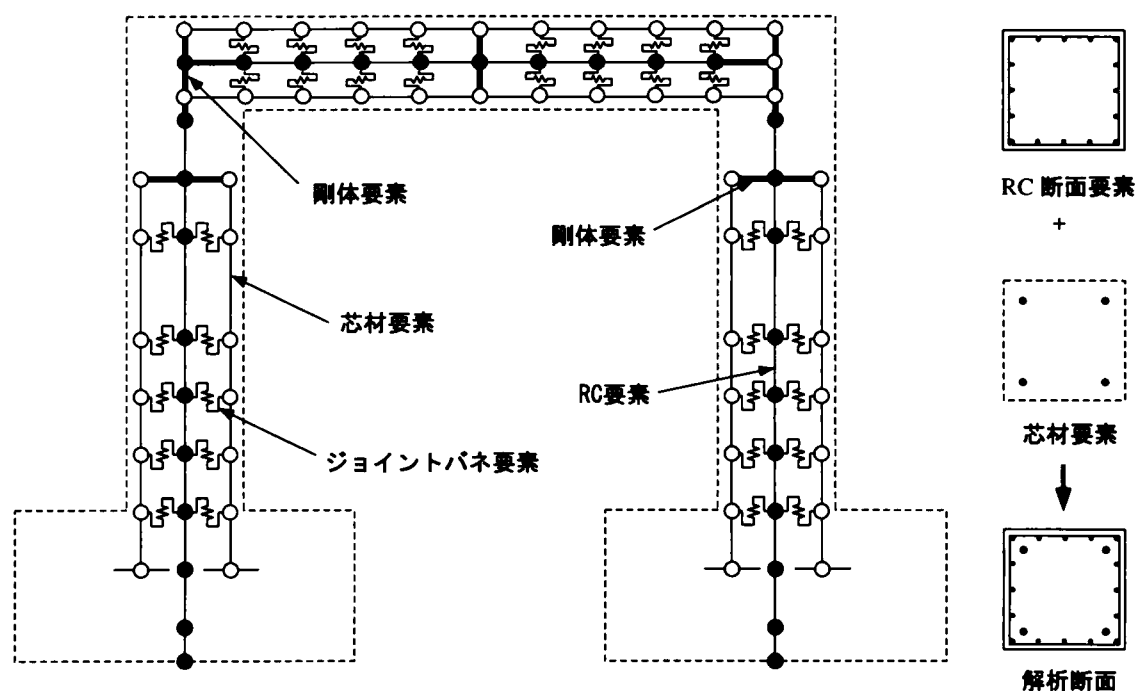


図 6.26: ラーメン橋脚の解析モデル

Menegotto-Pinto モデルを改良した Ristić モデル (図 2.17, 図 2.18)<sup>5)</sup> を用い, 材料値については材料試験値 (表 6.2, 表 6.3) を用いている. 解析で用いた载荷波形は, 実験時に想定した変位 5mm を単位  $\mu$  とし, その整数倍 ( $\mu = \pm 1, \pm 2, etc$ ) の変位振幅で増加させていく, 同一振幅における繰り返し回数 3 回の振幅漸増型载荷波形である.

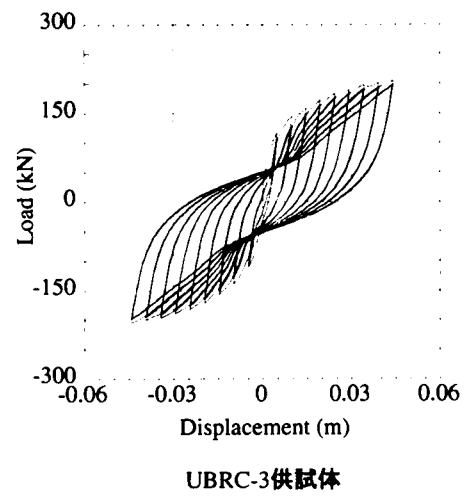
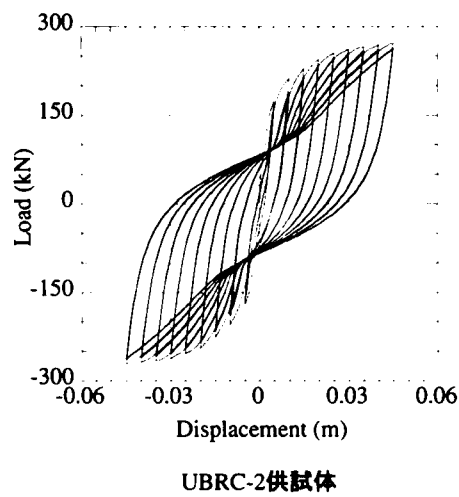
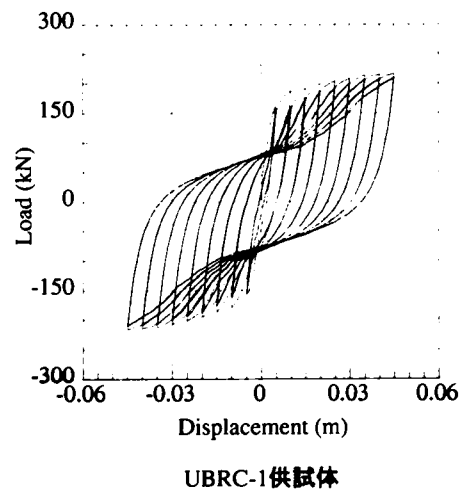
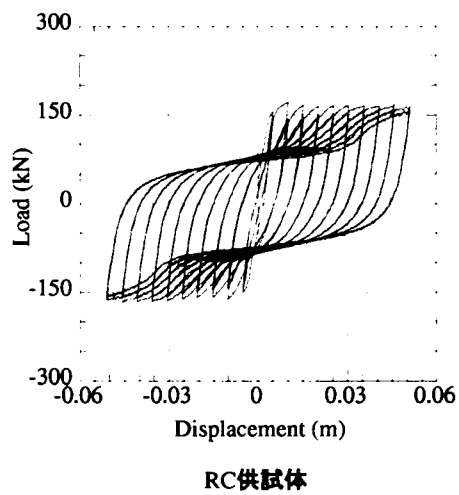
### 6.4.3 解析結果

#### P- $\Delta$ 履歴曲線

図 6.27, 図 6.28 に正負交番载荷解析で得られた P- $\Delta$  履歴曲線とその骨格曲線について実験結果と比較したものを示す. ただ, 今回の解析では橋脚基部を固定として解析モデルを構築しているため, 実験結果に含まれる基部における主筋のフーチングからの抜け出しは考慮していない. したがって, 本研究では, 抜け出しによる供試体の回転変位は, 実験時に供試体基部に設置した変位計の観測結果より载荷点変位の約 30% であると仮定し, 解析結果にはその分の変位を加算している.

まず, RC 供試体の解析結果を見ると, 耐力が最大値を示した後, 一定を保つ, 若しくは, 徐々に低下していくという RC ラーメン橋脚の復元力特性が現れていることが分かる. また, 最大耐力も解析結果の方が若干, 小さくなっているが, 概ね, 良好な一致を示している. ただし, 実験結果では, 载荷点変位 0.04m 付近から耐力が低下を始



図 6.27: P- $\Delta$  履歴曲線

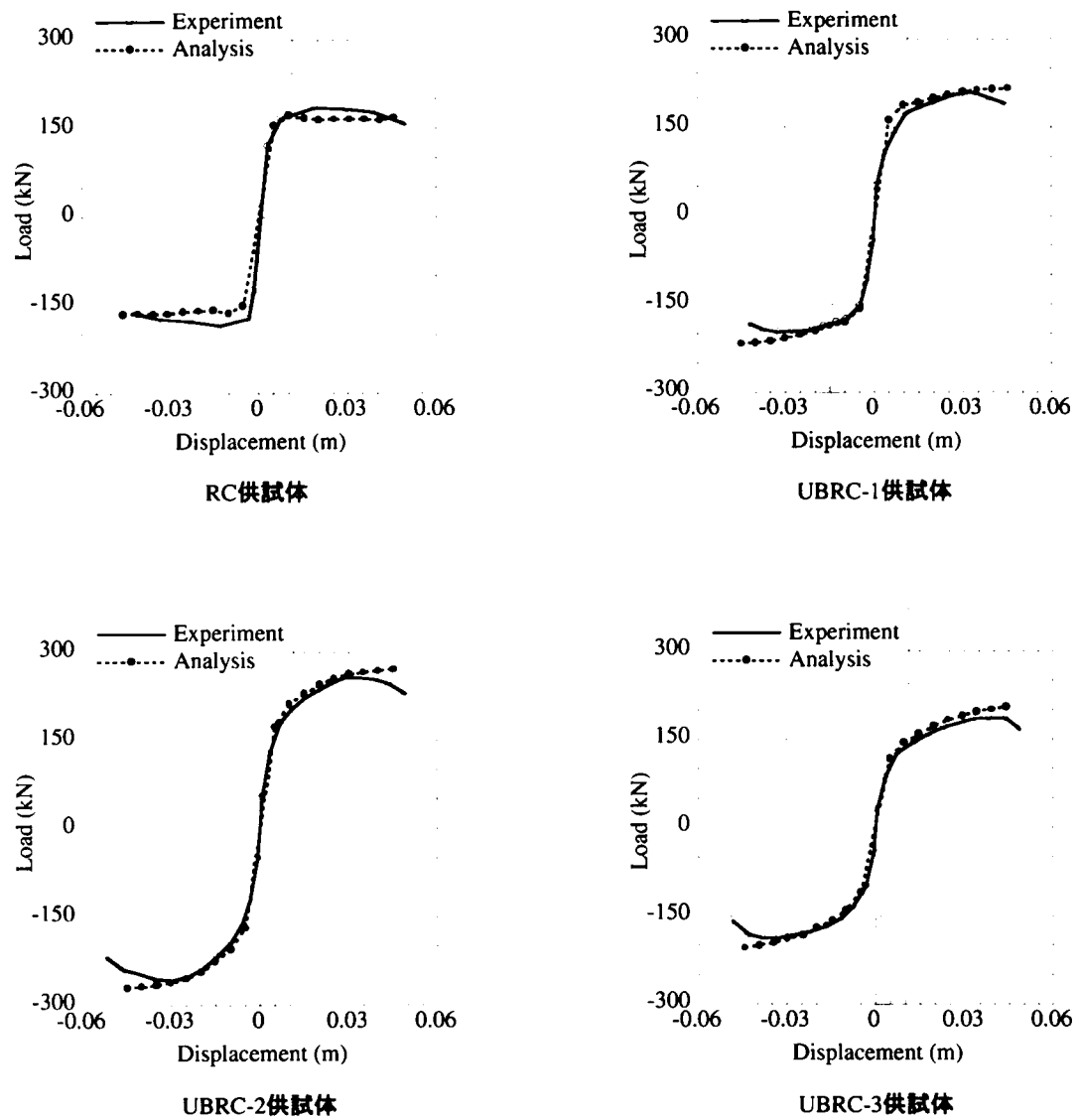


図 6.28: 骨格曲線の比較

めているのに対し、解析結果では、急激な耐力低下は確認できない。これは、解析では、柱、梁部の主鉄筋の座屈を考慮していないためであると考えられる。正負交番載荷実験では、前述したように、橋脚のポストピークにおける耐力低下は、主鉄筋の座屈が確認された直後に発生しており、主鉄筋の座屈が耐力低下の大きな要因となっていた。これに対し、解析における耐力低下の要因は、コアコンクリートの純粋な圧壊のみであるため、座屈により耐力が低下した実験結果よりも耐力の低下の度合いが緩やかになったものと思われる。この傾向は、他の供試体でも共通であり、解析結果の方が実験結果に比べ、耐力の低下が緩やかになっている。

次に、芯材を橋脚基部に配置している UBRC-1 供試体の解析結果を見ると、最大耐力や最大耐力経験時までの二次剛性について、実験結果と良好な一致を示していることが分かる。また、梁両端部にも芯材を配置している UBRC-2 供試体でも、同様に、最大耐力までの二次剛性が、全ての供試体の解析結果の中で最大となっており、実験結果で確認された UBRC-2 供試体の復元力特性と良好に一致している。UBRC-1, 2 供試体の解析結果より、芯材配置箇所の相違が UBRC ラーメン橋脚の復元力特性に与える影響を再現できていることが分かる。一方、UBRC-2 供試体から梁、柱部の主鉄筋を減らした UBRC-3 供試体の解析結果でも、実験結果と同様に、RC 供試体より低い降伏耐力と大きい最大耐力、二次剛性を再現できている。以上より、提案した解析モデルがポストピーク挙動の再現には、問題が残るものの、最大耐力までの各供試体の正負交番載荷実験の再現解析を行う上で有意であることが実証された。

## 降伏過程

図 6.29～図 6.32 に、実験結果と同様に、各供試体の主鉄筋、及び、芯材の降伏過程を示す。解析では、主鉄筋、及び、芯材要素のひずみの解析値を基に各部材の降伏を判定している。すなわち、柱基部では、基部の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時、柱上部では上部の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時、さらに、梁部では、梁端部の主鉄筋のひずみが  $1405\mu$  を越えた時をそれぞれの部分の塑性化、降伏時と定義している。また、芯材に関しては、芯材ひずみが  $5000\mu$  を越えた時を降伏時としている。

まず、RC 供試体の降伏過程を見てみると、実験では梁両端が降伏した後、柱基部が降伏していたが、解析結果では、梁両端と左右柱基部が同時に降伏している。ただし、載荷点変位  $0.005\text{m}$  付近までで、梁両端と左右柱基部に塑性ヒンジが発生しており、実験結果と良い一致を示している。梁両端と左右柱基部の降伏については、他の供試体でも同様の傾向が見られ、例えば、UBRC-1 供試体でも、実験結果と異なり、同時に

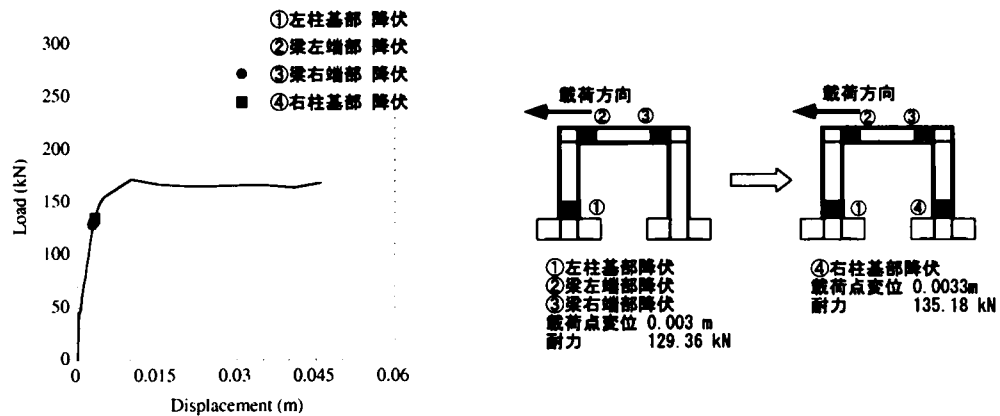


図 6.29: RC 供試体の降伏過程（解析結果）

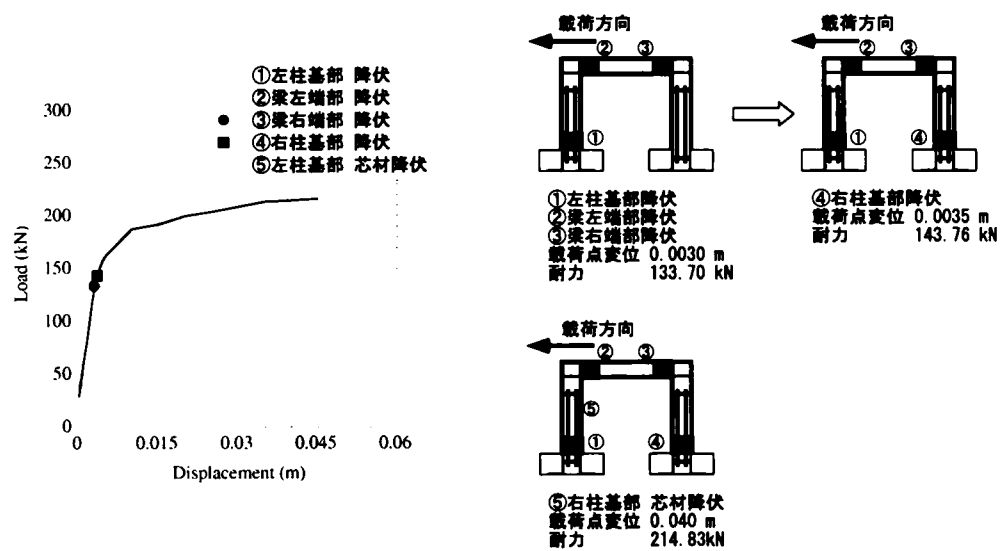


図 6.30: UBRC-1 供試体の降伏過程（解析結果）

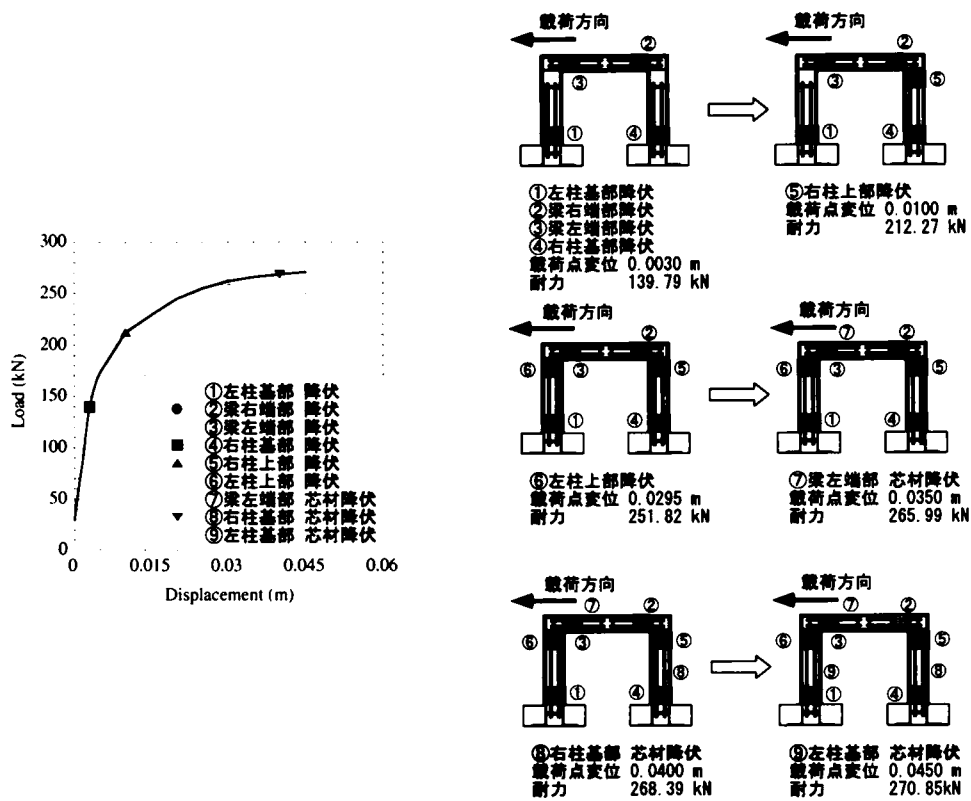


図 6.31: UBRC-2 供試体の降伏過程 (解析結果)

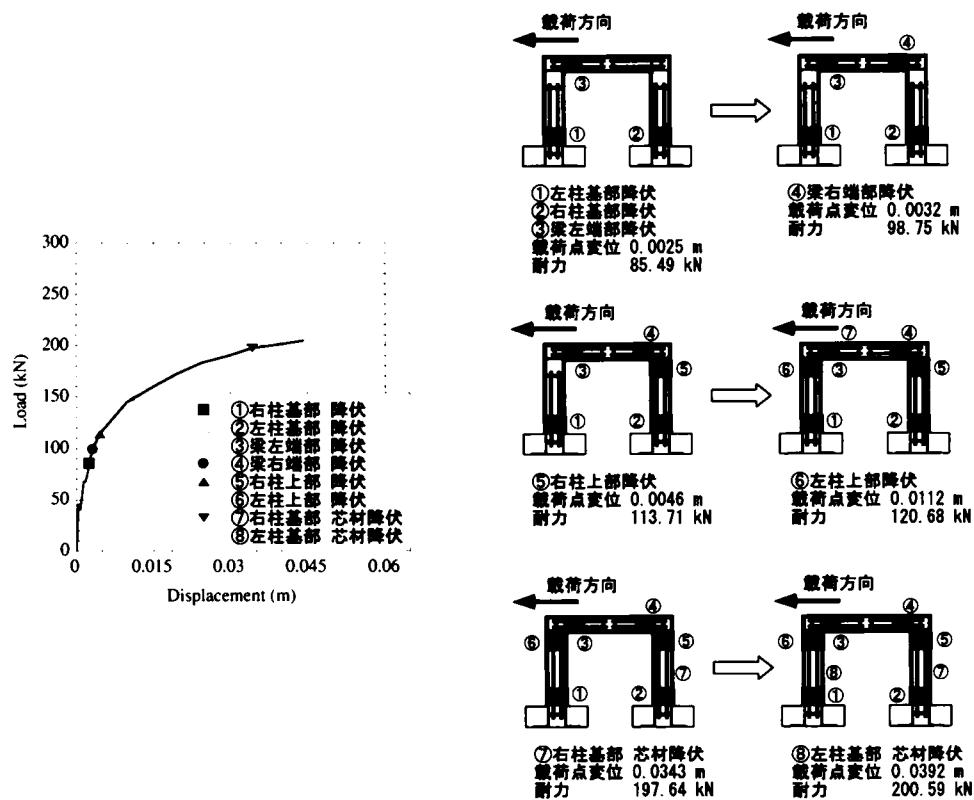


図 6.32: UBRC-3 供試体の降伏過程 (解析結果)

梁両端と左右柱基部が降伏している。また、UBRC-1 供試体では、実験結果と解析結果で降伏する芯材の配置場所が逆になっている。しかし、芯材の降伏と共に耐力の増加が鈍化し、最大耐力を示している点は、実験結果と同様である。

一方、梁両端に芯材を配置している UBRC-2 供試体では、実験結果と同様に RC、UBRC-1 供試体と異なる降伏過程が、解析結果に現れている。UBRC-2 供試体では、梁両端、左右柱基部が降伏した後、右柱上部（載荷点変位 0.010m）に続いて左柱上部（載荷点変位 0.0295m）が降伏している。これは、実験結果で見られた順番と同様である。また、芯材の降伏順序も、梁左端部（載荷点変位 0.035m）、右柱基部（載荷点変位 0.040m）、左柱基部（載荷点変位 0.045m）と降伏し、かつ、梁右端部の芯材は降伏に至っていないなど、実験で見られた傾向が再現されている。さらに、UBRC-3 供試体でも、同様の順番で左右柱上部が降伏している。ただし、柱上部の降伏が UBRC-2 供試体よりも早く発生しており、また、芯材についても柱基部の芯材は降伏しているが、梁両端部の芯材は降伏しておらず、実験結果に現れている傾向を再現している。

以上より、正負交番載荷実験で見られた各供試体の降伏順序が、降伏時の載荷点変位、順番などに多少の相違が見られるものの、解析において再現できていることが実証された。実験時における降伏過程と解析結果が若干の異なりを見せる原因としては、解析において隅角部を完全に剛体としていること、供試体製作の精度などの問題が考えられるが、梁両端、左右柱基部の降伏後、左右柱の上部が降伏し、最大耐力付近で芯材の降伏が発生するという傾向は、実験結果と良く一致しているものと考えられる。

#### モーメント、曲率分布

図 6.33～図 6.36 に、解析で得られた左右柱、梁のモーメント、曲率分布を示す。図では、モーメント分布、曲率分布の座標軸をラーメン橋脚の内側が正となるように表記している。前述したように、本研究で行った解析では、各供試体の梁、柱部、及び、芯材の降伏過程が概ね、再現できている。したがって、解析で得られた各部材のモーメント、曲率関係を考察することにより、各供試体の破壊過程のメカニズムを考察できるものと考えられる。

まず、RC 供試体のモーメント分布では、左右柱、梁両端部のモーメントの大きさは、載荷点変位の大きさによらず、ほぼ一定であり、主鉄筋が降伏した後の各部材の曲げ耐力が増加しないことを示している。また、左右の柱で比較してみると、右柱基部よりも左柱基部のモーメントが大きくなっている。これは、フレームアクションによる軸力変動の影響であると考えられる。ラーメン橋脚が左側に変形している場合、左柱

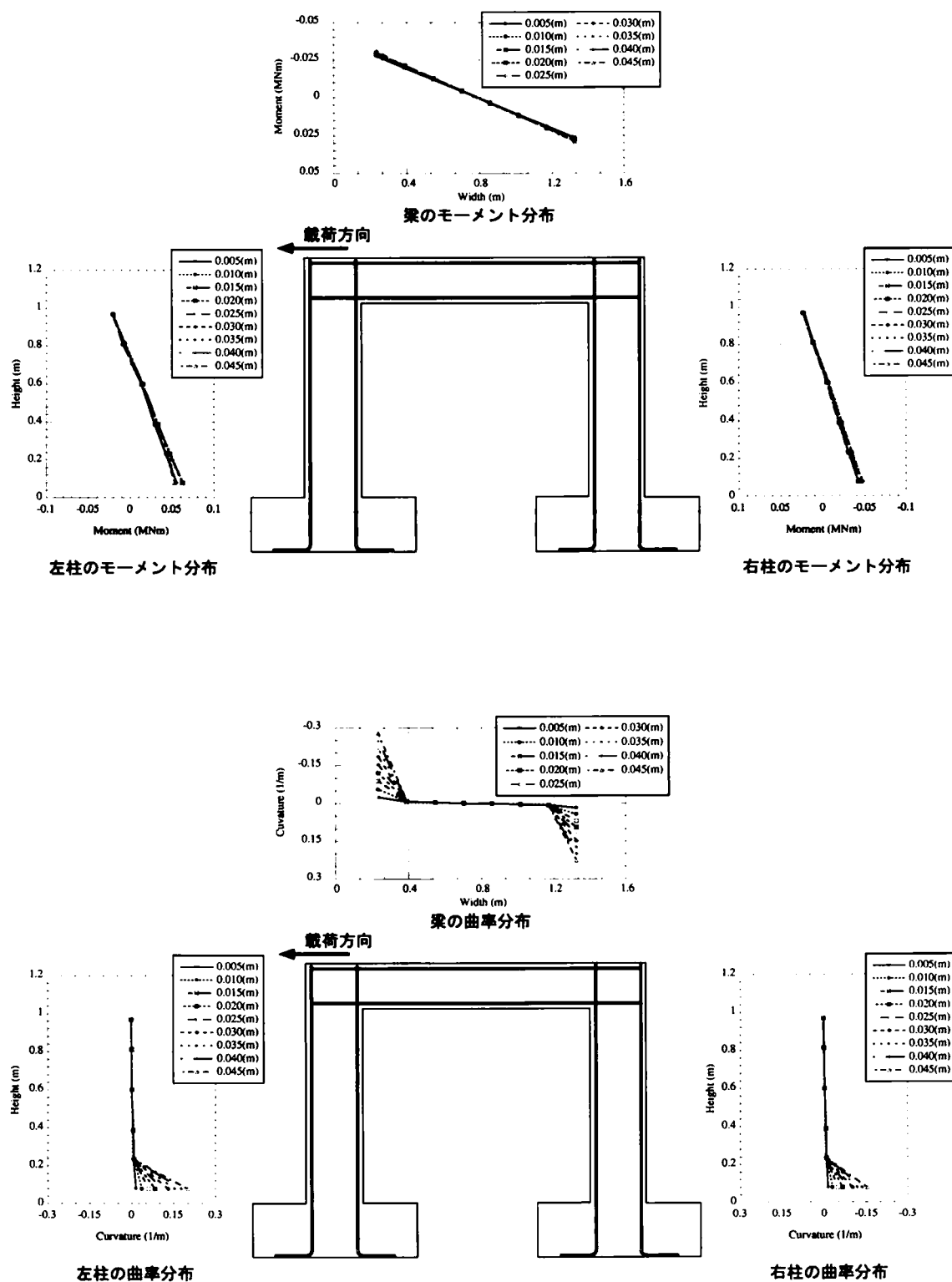


図 6.33: RC 供試体のモーメント, 曲率分布

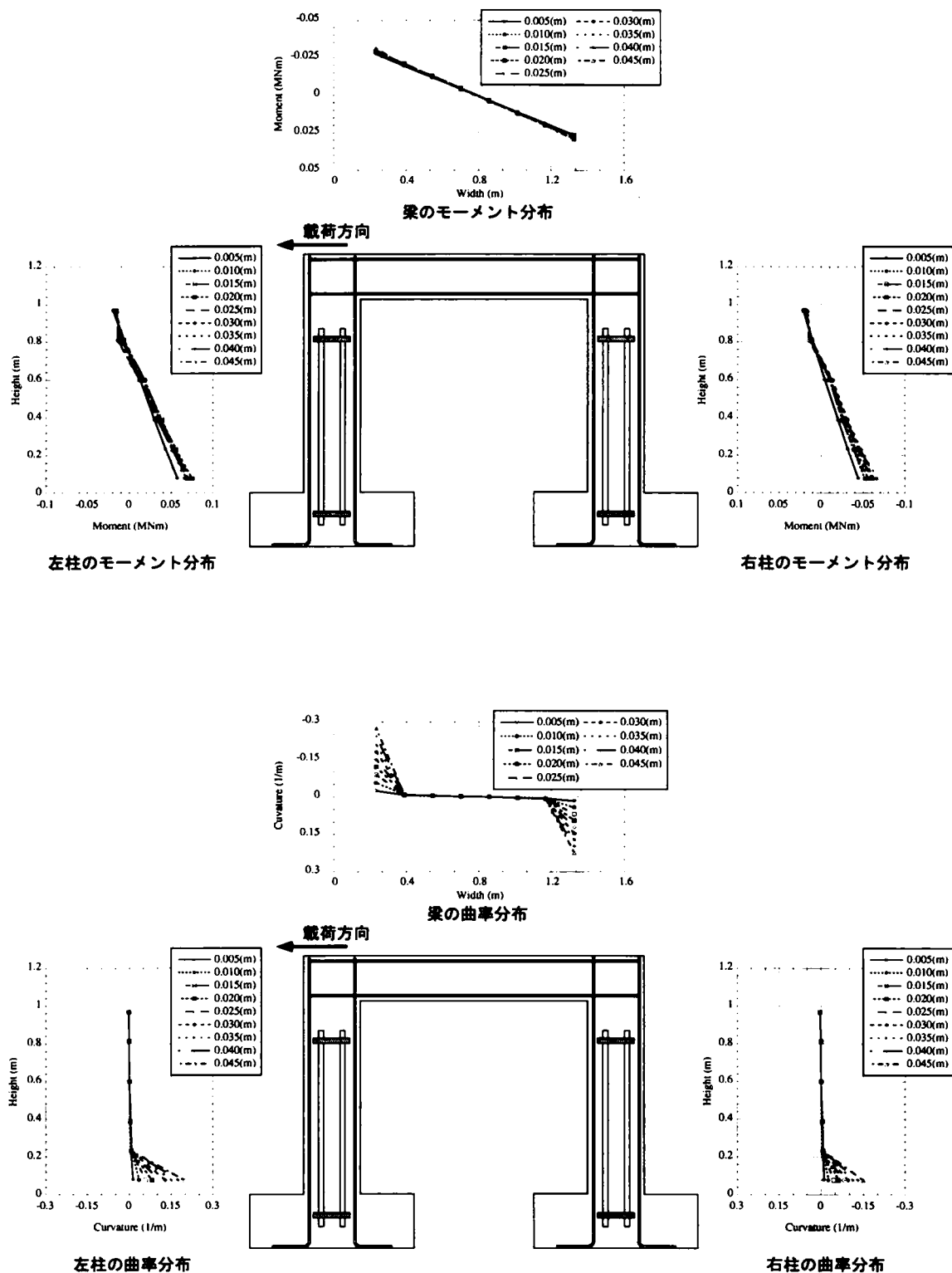


図 6.34: UBRC-1 供試体のモーメント, 曲率分布



には作用している水平力の大きさに応じた圧縮力が作用し、逆に右柱には、引張り力が作用する。引張り破壊が先行する RC 部材では、作用する圧縮力が大きくなるほど、曲げ耐力が大きくなる。そのため、モーメント分布に見られるように、圧縮側となる左柱基部の作用モーメントが大きくなったものと考えられる。一方、曲率分布では、左右柱基部、梁両端部の曲率が大きくなっており、同位置に塑性ヒンジが形成されていることを示している。これに対し、左右柱上部は、大きな曲率が発生しておらず、塑性ヒンジが形成されていない。これは、左右柱上部よりも梁両端部の曲げ耐力が小さいために、梁両端が降伏した後、梁部と剛結された左右柱上部に作用するモーメントが増加しなくなったためである。

次に、UBRC-1 供試体のモーメント分布では、梁両端部、左右柱上部の作用モーメントは、RC 供試体と同様に変形状態によらず、一定値を示している。これに対し、左右柱基部の作用モーメントは、橋脚の変形に伴って増加している。これは、柱基部に芯材を配置しているためである。柱基部に配置された芯材は、橋脚の変形に伴って柱基部に漸増圧縮力を作用させる。塑性ヒンジ区間に対する圧縮力は、前述したようにその大きさに応じて断面の曲げ耐力を増加させる。そのため、UBRC-1 供試体の柱基部では、橋脚変形に伴って曲げ耐力が増加し、作用モーメントも増加している。また、柱部の上部芯材定着部付近（0.85m 付近）で、モーメント分布が不連続となっている部分が確認できる。これは、芯材の定着点に、その復元力に断面中心からの配置位置を乗じて算定される変形に抵抗する漸増抵抗モーメントが作用していることを示している。以上より、UBRC-1 供試体では、柱基部に配置された芯材の復元力が、柱基部に対し橋脚の変形に伴って漸増する圧縮力として、また、上部定着点において橋脚の変形に抵抗する漸増するモーメントとして作用することにより、左右柱基部の曲げ耐力を増加させ、橋脚全体の復元力特性に正の二次剛性を付与していることが分かる。一方、曲率分布では、RC 供試体と同様に左右柱基部、梁両端部における曲率の増大、柱上部には塑性ヒンジが発生しないことを示している。

次に、梁両端部、左右柱基部に芯材を配置した UBRC-2 供試体のモーメント分布では、左右柱に加えて、梁両端部の作用曲げモーメントが橋脚の変形に伴って増加していることが分かる。これは、UBRC-1 橋脚の柱部と同様に、梁両端部の塑性ヒンジ区間に芯材からの漸増圧縮力が作用し曲げ耐力が漸増しているためである。また、芯材を定着している梁中央付近（0.76m 付近）には、芯材に起因する漸増抵抗モーメントの作用を示す、モーメント分布の不連続点が現れている。このように、梁に芯材を配置した場合、梁の曲げ変形に伴った漸増圧縮力、抵抗モーメントにより配置した部分の

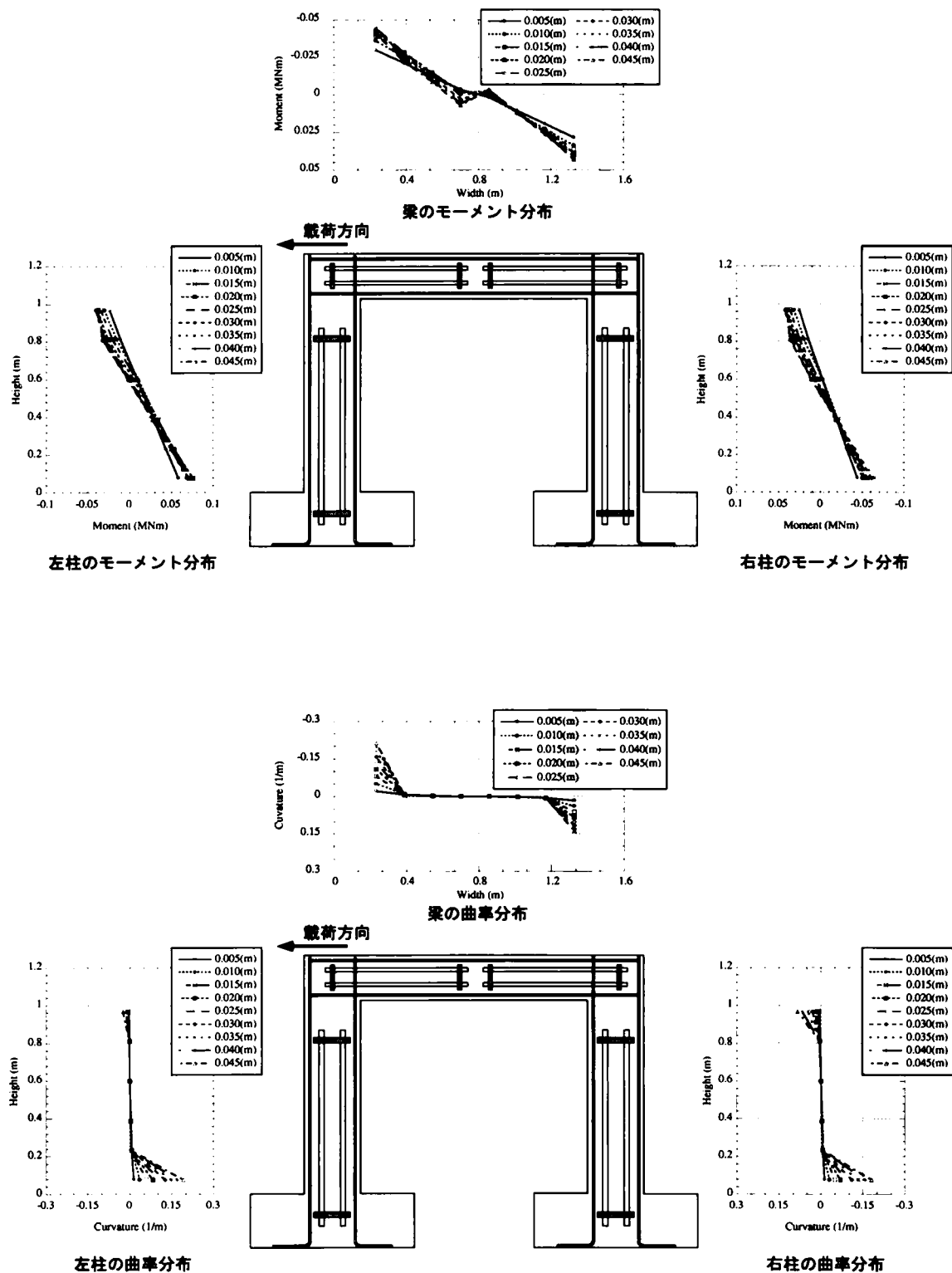


図 6.35: UBRC-2 供試体のモーメント, 曲率分布

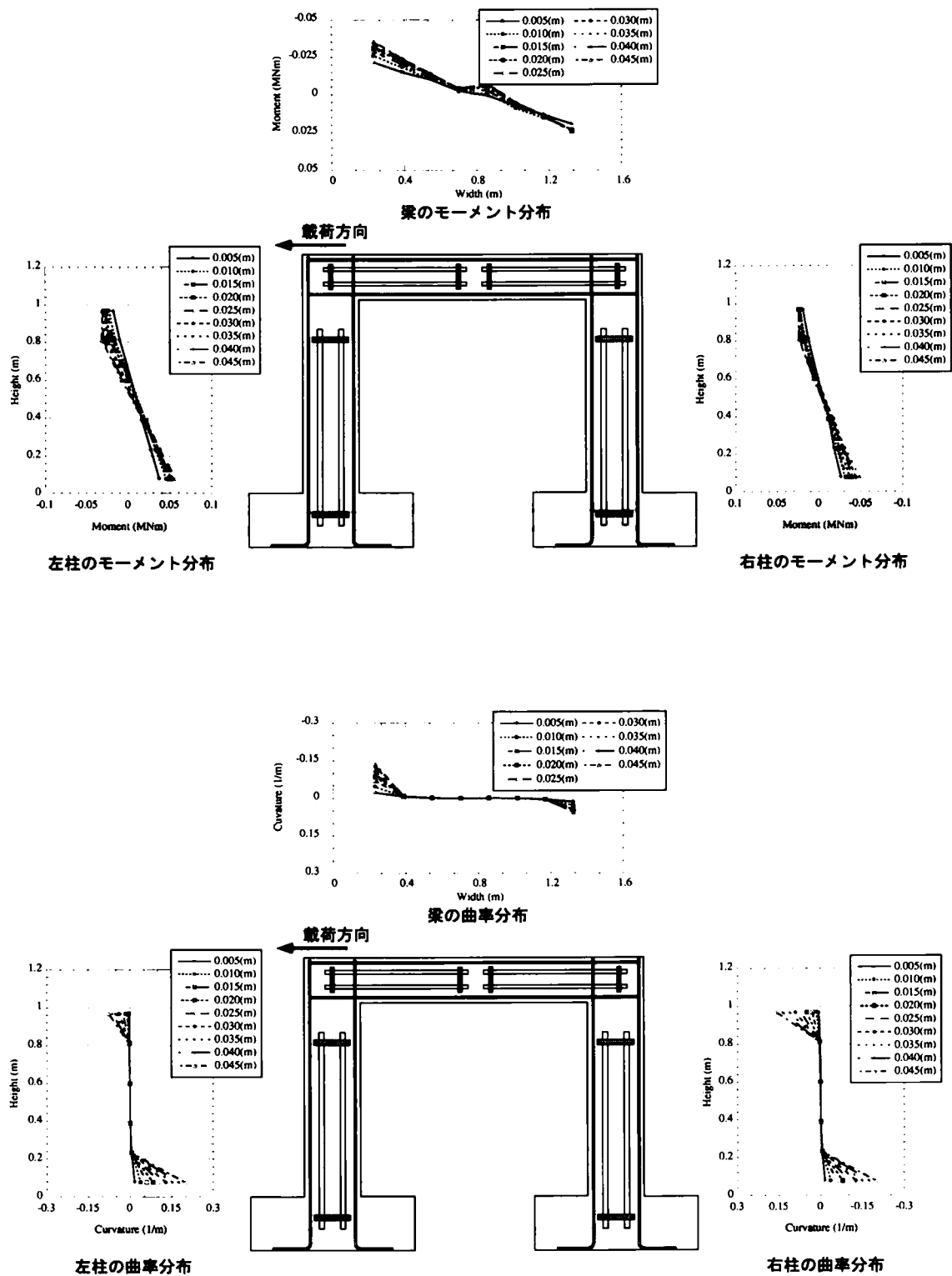


図 6.36: UBRC-3 供試体のモーメント, 曲率分布

曲げ耐力が漸増し、橋脚全体の復元力特性における二次剛性の発現に貢献する。一方、左右柱では、UBRC-1 供試体と同様なメカニズムで柱基部における作用モーメントが橋脚の変形に伴って増加している。これに対し、UBRC-2 供試体では、柱上部の作用モーメントも同様に橋脚の変形に伴って増加している。これは、梁両端部に芯材を配置し、その曲げ耐力を漸増させたために、梁端部と剛結する柱上部に作用するモーメントが漸増したためである。そのため、RC、UBRC-1 供試体では、柱上部には塑性ヒンジが発生しなかったのに対し、UBRC-2 供試体では、柱上部の曲率が増大し、塑性ヒンジが発生している。つまり、梁両端部に芯材を配置し、その曲げ耐力が漸増することは、柱上部の損傷を進行させる。この傾向は、正負交番載荷実験でも見られたものであり、UBRC-2 供試体の柱上部におけるひび割れの増加、主鉄筋の降伏の原因が、梁に配置した芯材によるものであることを示すものである。一方、曲率分布を見てみると右柱上部の曲率に比べて左柱上部の曲率が小さくなっていることが分かる。この相違の原因としては、軸力変動の影響が考えられる。前述したようにラーメン橋脚が左側に変形している場合、左柱には圧縮力が作用し、その曲げ耐力が右柱に比べ大きくなっている。そのため、左柱上部の曲率が右柱上部に比べ小さくなる。また、左右柱上部における曲げ耐力、曲率の相違は、梁両端部における作用曲げモーメント、曲率にも影響を与える。すなわち、左柱上部の曲げ耐力が大きい場合、その部分の塑性化が遅れるため、剛結している梁左端部に作用する曲げモーメントが増加し、その部分の曲げ変形、曲率が大きくなる。逆に右側の隅角部では、右柱上部の曲げ耐力が小さいため、早期に塑性化し、梁右端部の作用曲げモーメントが増加しなくなり、同部分における曲げ変形が小さくなる。

また、UBRC-3 供試体では、UBRC-2 供試体よりも柱上部の曲率の増大が顕著になっている。UBRC-3 供試体では、UBRC-2 供試体より梁、柱部の主鉄筋を減らし、各部材の曲げ耐力が小さくなっている。また、主鉄筋を減らした量は、柱部の方が大きく、他の供試体に比べ梁と柱の曲げ耐力が近づいている。梁両端部と左右柱基部では、芯材を配置しているため、主鉄筋の減少に伴う曲げ耐力の低下量を芯材による漸増圧縮力、抵抗モーメントが補っている。そのため、復元力特性では、実験結果、及び解析結果でも RC 供試体と同等の最大耐力が実現できている。しかし、柱上部には、芯材を配置していないため、主鉄筋の減少により曲げ耐力が低下したままである。そのため、他の供試体に比べ、柱上部の損傷が大きくなり、軸力変動により引張り力が作用する右柱上部では、基部の 75% 程度の大きな曲率が発生している。この傾向は、正負交番載荷実験でも見られた傾向であり、実験における降伏過程、ひび割れ分布の進展状況

などと一致する。また、UBRC-3 供試体における左右柱上部の塑性化の進行，早期化は，UBRC-2 供試体と同様に，柱上部に剛結されている梁両端部に作用する曲げモーメントを低減し，同部分における曲率，曲げ変形を小さくする。UBRC-2 供試体でも，柱上部が塑性化していたために，梁の曲率は，RC，UBRC-1 供試体に比べ小さくなっているが，UBRC-3 供試体では，柱上部の塑性化が著しく，かつ，早期に発生しているために，梁右端部のモーメント分布にも現れているように作用モーメントが増加せず，曲率も RC 供試体の半分程度しか発生していない。つまり，UBRC-3 供試体では，梁よりも柱上部に大きな損傷が発生している。以上より，ラーメン橋脚の主鉄筋を減らして，芯材を柱基部，梁部に配置する場合，芯材を配置していない柱上部の損傷の進行を考慮する必要があることが分かる。

### 芯材ひずみ分布

図 6.37～図 6.40 に，UBRC 供試体における芯材ひずみの分布（解析結果）の比較を載荷点変位 0.005m（左右柱基部，梁両端部の主鉄筋降伏直後），0.015m，0.025m，0.035m（最大耐力経験時付近）ごとに示す。

UBRC 供試体の各部分に配置された芯材ひずみ分布を見ると，解析において RC 要素と芯材要素を繋ぐジョイントバネの剛性をゼロにしているためアンボンド芯材ひずみが平滑化され，かつ，その大きさが橋脚の変形が進むに従って大きくなっていることが表現できていることが分かる。また，実験結果と同様に，芯材ひずみの増加の様子が供試体の種類，及び，配置箇所によって異なっている傾向が確認できる。まず，左右柱基部に配置している芯材ひずみ分布では，載荷点変位 0.035m における UBRC-3 供試体の右柱基部の芯材ひずみが他の供試体に比べ大きくなっている以外は，供試体の相違に関わらず，同一変形状態では，概ね同じような芯材ひずみ分布を示している。

これに対し，梁部分における芯材ひずみでは，実験結果でも確認されたように UBRC-3 供試体よりも UBRC-2 供試体の芯材ひずみが大きくなる傾向が確認できる。UBRC-2，3 供試体における梁部分の芯材ひずみの相違は，柱上部の損傷の程度に起因する。モーメント，曲率分布でも述べたように UBRC-3 供試体では，芯材を配置していない柱上部の塑性化が UBRC-2 供試体に比べ大きく進んでいる。それに伴い梁の曲率も，UBRC-3 供試体の方が小さくなっている。芯材ひずみの大きさは，配置している部材の曲げ変形に依存するために，柱上部が大きく塑性化し，梁の曲げ変形が進行しにくい UBRC-3 供試体では，梁部における芯材ひずみが小さくなる。

一方，梁部における芯材ひずみを左右で比較すると，実験結果と同様に橋脚が左方

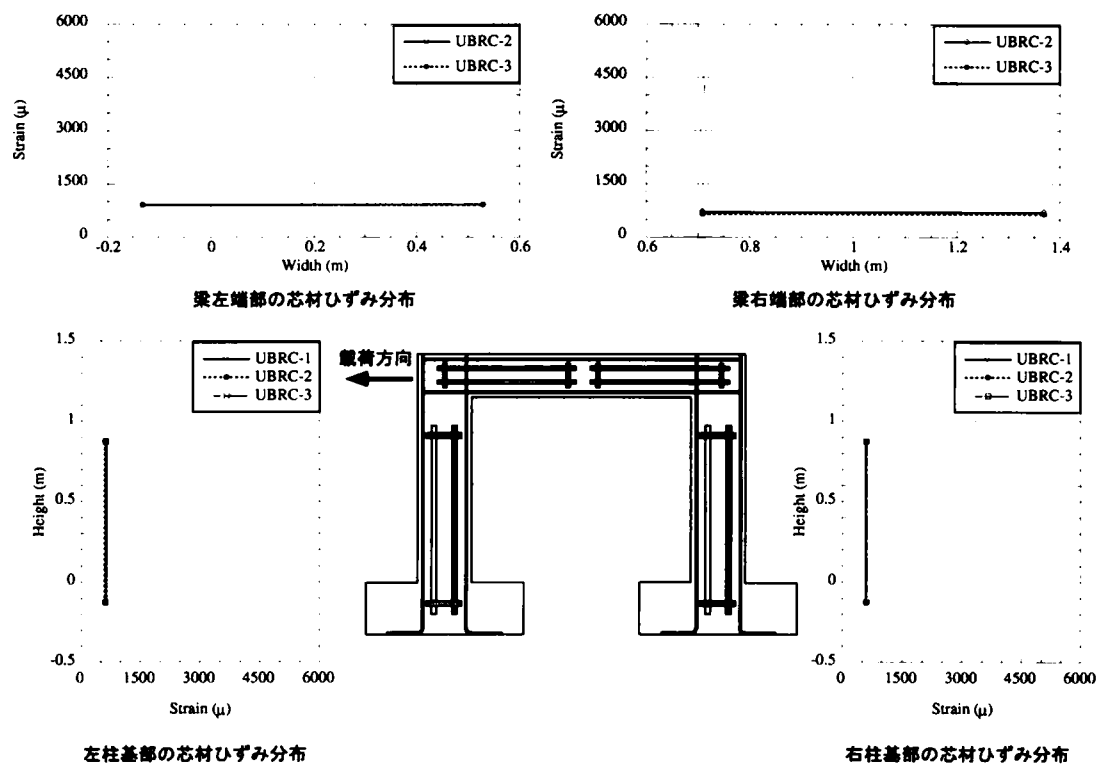


図 6.37: 芯材ひずみ分布 (载荷点変位 0.005m)

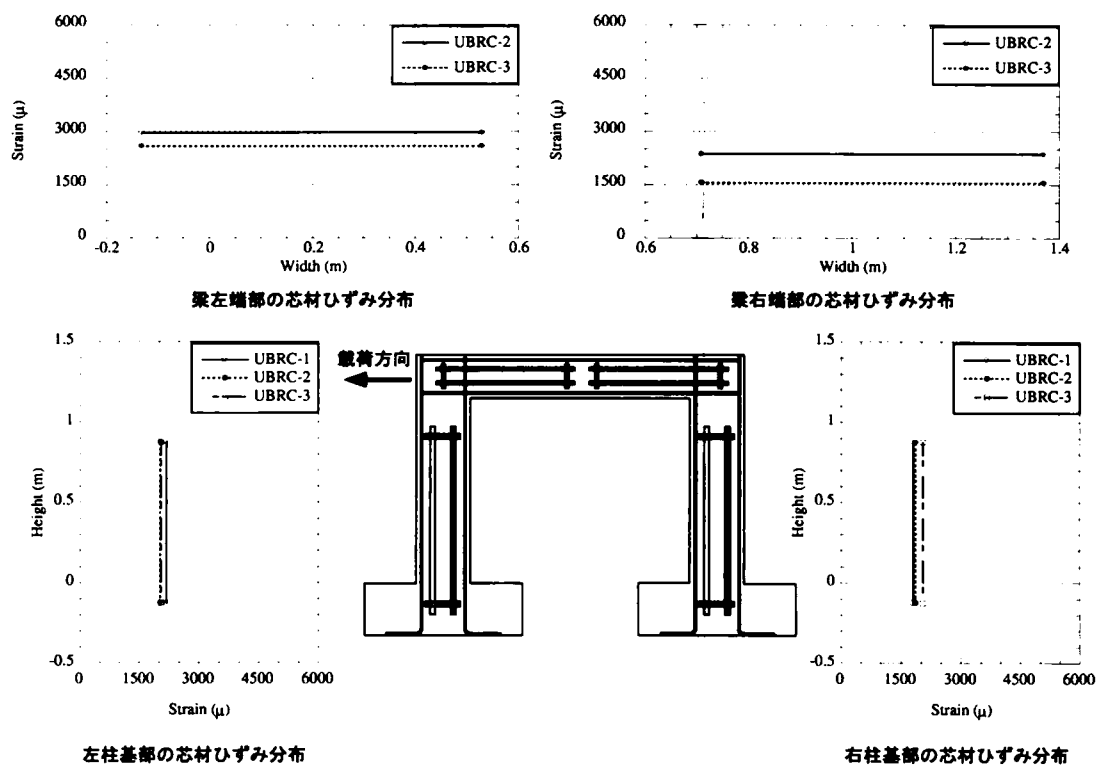


図 6.38: 芯材ひずみ分布 (载荷点変位 0.015m)

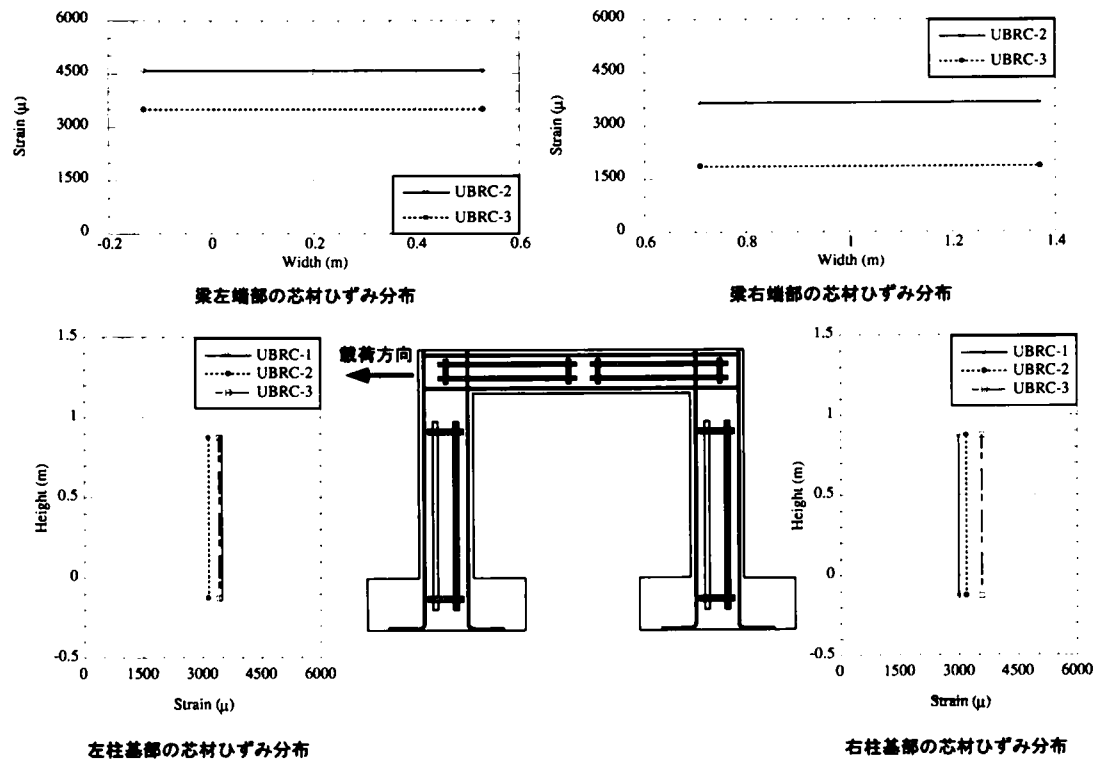


図 6.39: 芯材ひずみ分布 (載荷点変位 0.025m)

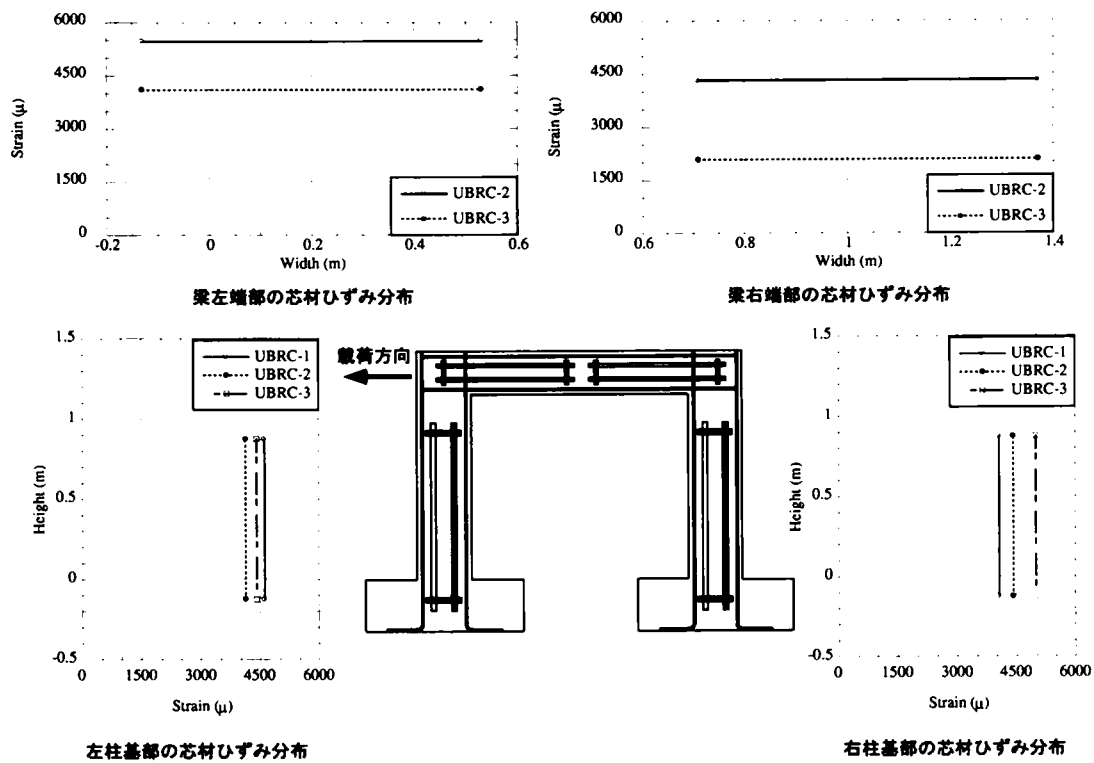


図 6.40: 芯材ひずみ分布 (載荷点変位 0.035m)

向に変形している状態において左端の芯材ひずみが、右端のそれよりも大きくなる傾向がある。この傾向の原因としては、軸力変動による影響が考えられる。橋脚が左方向に変形している状態では、左柱には圧縮力が作用し、その曲げ耐力が右柱に比べ大きくなっている。左右柱上部における曲げ耐力の相違は、梁両端部における曲げ変形にも影響を与える。すなわち、左柱上部の曲げ耐力が大きい場合、同部分の曲率、変形が小さくなり、左柱上部に剛結している梁左端部の曲げ変形、曲率が大きくなる。逆に右側の隅角部では、右柱上部の曲率が大きくなるため、梁右端部における曲げ変形が小さくなる。そのため、曲げ変形が大きい梁左端部の芯材ひずみが右端部に比べ大きくなる。つまり、梁部における芯材ひずみ、配置効果の大きさは、柱上部の曲げ耐力、損傷状態に大きく影響される。柱上部の曲げ耐力が芯材を配置した梁の曲げ耐力に比べ十分である場合、梁の曲げ変形が進み、梁に配置された芯材に大きなひずみが発生する。逆に、UBRC-3 供試体のように柱上部の曲げ耐力が小さくその損傷が梁より先行する場合、梁は変形せず、芯材に発生するひずみも小さいものとなる。

## 6.5 芯材がUBRC ラーメン橋脚構造の特性に及ぼす影響のメカニズム

正負交番載荷実験、並びに、解析により、UBRC ラーメン橋脚構造では、柱、梁に配置された芯材により、その復元力特性に二次剛性を付与できること、また、芯材の配置は、橋脚全体の破壊過程に大きな影響を及ぼすこと、及び、そのメカニズムを明らかにした。ここでは、前節までの検討で得られた知見をまとめて、UBRC ラーメン橋脚における二次剛性の発現メカニズム、破壊過程に与える影響のメカニズムを整理する。

### 6.5.1 二次剛性の発現メカニズム

図 6.41 に UBRC ラーメン橋脚における二次剛性の発現メカニズムを示す。ラーメン橋脚において曲げ変形が卓越する塑性ヒンジ部分を挟むように、芯材を配置した場合、橋脚の変形に伴って芯材も変形し、芯材には、その大きさが橋脚の変形に伴って大きくなる復元力が発生する。その復元力は、芯材定着点において、橋脚の変形に伴った漸増圧縮力と変形に抵抗するモーメントとして塑性ヒンジ区間に作用する。そのため、芯材を配置した塑性ヒンジ区間では、橋脚の変形に伴って曲げ耐力、作用モーメント



ントが漸増する。

単柱式橋脚の場合は、橋脚基部の塑性ヒンジ区間で芯材による漸増圧縮力、抵抗モーメントが発生し、塑性ヒンジ区間の曲げ耐力が漸増することにより、その復元力特性に正の二次剛性が発現する。ラーメン橋脚の場合もメカニズムは同様であるが、塑性ヒンジ区間が梁両端、左右柱基部など複数箇所が発生するために、芯材を配置した箇所により二次剛性の大きさが変化する。例えば、柱基部のみに芯材を配置した場合は、柱基部の曲げ耐力が漸増し二次剛性が発現する。また、梁部分にも芯材を配置した場合は、柱基部に加えて梁両端部の曲げ耐力も増加することにより、橋脚全体の復元力特性には、柱基部のみに芯材を配置した場合に比べ、大きな二次剛性が発現することになる。つまり、ラーメン橋脚などの複数部材で構成される構造に芯材を配置する場合は、どの塑性ヒンジ部分に芯材を配置し曲げ耐力を漸増させるかによって、構造全体の復元力特性における二次剛性の大きさが変化する。また、ラーメン橋脚でも二次剛性の発現は、芯材による漸増圧縮力、抵抗モーメントに起因するため、単柱式橋脚と同様に、断面における芯材配置、配置量、範囲などのパラメータによって制御することができるものと考えられる。

### 6.5.2 破壊過程に与える影響のメカニズム

複数部材で構成される構造で、ある部分に芯材を配置し、その部分の曲げ耐力を漸増した場合、二次剛性だけでなく、構造全体の破壊過程にも大きな影響を与える。特に、梁両端部に芯材を配置し曲げ耐力を漸増させた場合、橋脚全体の破壊過程が大きく変化する。図 6.42 に梁に芯材を配置した場合としない場合の破壊過程の変化のメカニズムを示す。

一般にラーメン橋脚は、柱の損傷を防ぐために、梁の曲げ耐力を柱よりも小さくする設計が行われている。したがって、梁に芯材を配置しない場合、左右柱上部よりも梁両端部の降伏が先行し、柱上部が塑性化することは無い。そのため、隅角部に剛結されている梁端部と柱上部では、梁端部の方が大きな曲げ変形、曲率を示すことになる。

これに対し、梁に芯材を配置した場合、配置した箇所の曲げ耐力が橋脚の変形に伴って漸増する。ここで、芯材の配置によって漸増した梁端部の曲げ耐力が、柱上部のそれを上回る場合、橋脚の変形過程において、柱上部が降伏することになる。柱上部に芯材を配置していない場合、曲げ耐力は増加しないため、剛結されている梁端部に作用する曲げモーメントも増加しなくなり、その変形も進まなくなる。つまり、柱上部

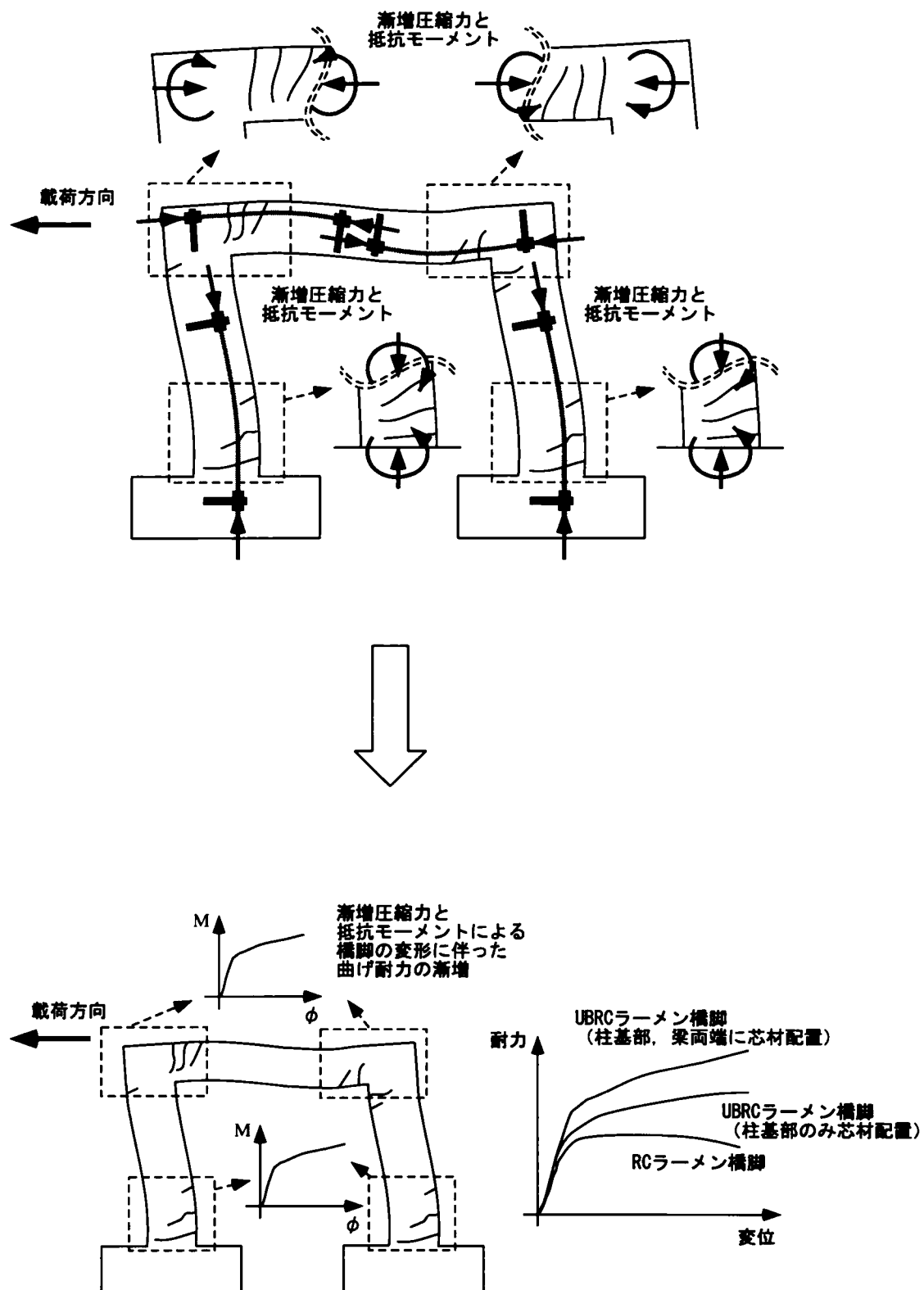


図 6.41: UBRC ラーメン橋脚における二次剛性の発現メカニズム

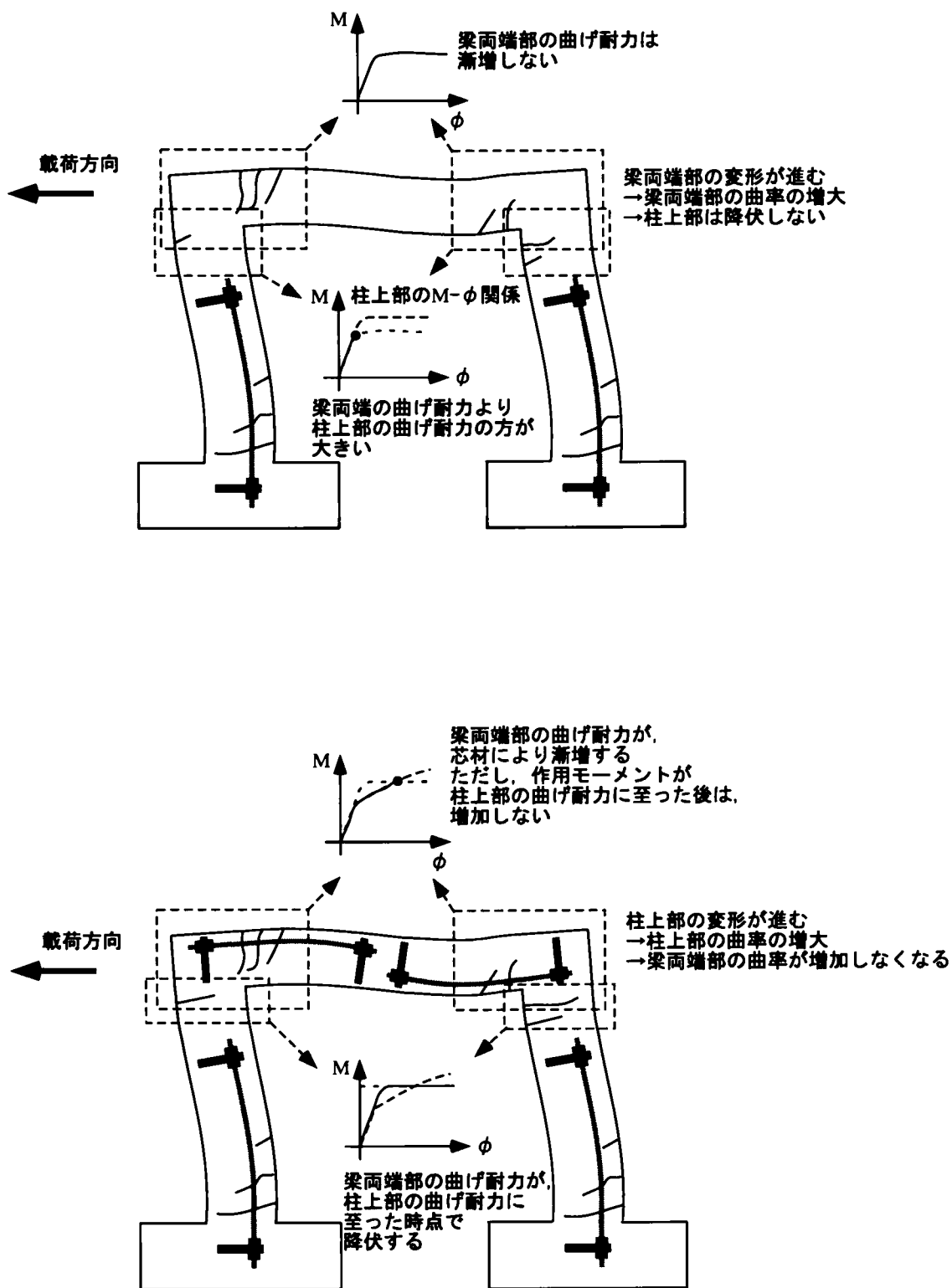


図 6.42: 梁に芯材を配置した場合の UBRC ラーメン橋脚の破壊過程の相違

の変形が進行することになり大きな損傷が生じる。また、梁の変形が抑制されるために、梁に配置した芯材の効果も減少することになる。つまり、梁に芯材を配置する場合、梁と剛結される柱上部の曲げ耐力が十分に確保されていないと、柱上部の損傷が先行し、梁に配置した芯材の効果も限られたものとなる。

ラーメン橋脚のように複数の部材が剛結される箇所が存在する場合、剛結される部材の一つの曲げ耐力を漸増させることは、破壊過程に大きな影響を与えることになる<sup>6)</sup>。UBRC ラーメン橋脚を設計する際には、梁などにおける芯材の配置が、構造全体の破壊過程に及ぼす影響を考慮する必要がある。

## 6.6 まとめ

本章では、アンボンド芯材を用いたラーメン橋脚構造である UBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性を明らかにすることを目的として、まず、正負交番載荷実験による検討を行った。また、正負交番載荷実験の再現解析を行い、UBRC ラーメン橋脚構造における芯材配置箇所の相違や有無が橋脚全体の復元力特性、破壊過程に及ぼす影響のメカニズムを明らかにした。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- RC ラーメン供試体と芯材を配置した UBRC ラーメン供試体に対し、正負交番載荷実験を行った。その結果、柱基部や梁端部に芯材を配置することにより、ラーメン橋脚構造でも、その復元力特性に二次剛性を付与できることを実証した。また、柱基部のみに芯材を配置した場合と梁にも芯材を配置した場合では、後者の方が二次剛性が大きくなり、芯材の配置箇所の相違が二次剛性の大きさに影響を与えることを明らかにした。
- RC ラーメン供試体から柱、梁部の主鉄筋を減らし、柱、梁部に芯材を配置した UBRC ラーメン供試体に対し、正負交番載荷実験を行った。その結果、柱、梁部の主鉄筋を減らしても、芯材を配置することにより、降伏耐力は、RC ラーメン橋脚より小さいものの、最大耐力は、同等、若しくは大きい復元力特性を有する UBRC ラーメン橋脚を実現できることを実証した。このことは、単柱式橋脚を対象に提案した二次剛性を利用した二段階耐震設計をラーメン橋脚へ適用すること、また、鉄道橋のラーメン橋脚のように鉄筋量が大きいラーメン構造の省力化に有意である。
- 梁に芯材を配置した場合、柱上部の損傷が早期化し、大きくなる傾向が正負交番

載荷実験により確認された。特に、柱上部の曲げ耐力が梁端部より小さい場合にその傾向が顕著であった。UBRC ラーメン橋脚では、芯材の配置箇所によって構造全体の破壊過程が変化するものと考えられる。

- 正負交番載荷実験で用いた供試体を対象に、ファイバーモデルによる再現解析を行った。その結果、 $P-\Delta$  履歴曲線や降伏過程などで、実験結果と良好な一致を示すことができた。
- 再現解析結果から、UBRC ラーメン橋脚における芯材配置による二次剛性の発現メカニズムを明らかにした。すなわち、UBRC ラーメン橋脚では、柱基部、梁端部などの塑性ヒンジ区間に配置された芯材から、同部分に対し漸増圧縮力、変形に抵抗するモーメントが作用する。芯材による漸増圧縮力、抵抗モーメントは、配置箇所における曲げ耐力を橋脚の変形に伴って漸増させることになる。そのため、UBRC ラーメン橋脚では、その復元力特性に正の二次剛性が発現し、その大きさは柱と梁の両方に芯材を配置するなど、曲げ耐力を漸増させる部分の数と場所により変化する。
- 再現解析から、UBRC ラーメン橋脚における芯材配置箇所の相違が構造全体の破壊過程に及ぼす影響のメカニズムを明らかにした。すなわち、梁端部に芯材を配置した場合、その部分の曲げ耐力、作用曲げモーメントが漸増する。この時、梁端部の曲げ耐力が剛結されている柱上部のそれを越える場合、柱上部が塑性化する。さらに、柱上部に芯材が配置されておらず、その曲げ耐力が変形に伴って漸増しない場合、柱上部の変形が先行し梁端部の変形が抑制される。ラーメン橋脚のように複数の部材が剛結される箇所が存在する場合、剛結される部材の一つの曲げ耐力を漸増させることは、破壊過程に大きな影響を与えることになる。UBRC ラーメン橋脚を設計する際には、梁などにおける芯材の配置が、構造全体の破壊過程に及ぼす影響を考慮する必要がある。

## 参 考 文 献

- (1) 幸左賢二, 吉原聡, 田中克典, 田口絢子 : RC ラーメン橋脚梁部の耐震性能評価実験, 第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.271-276, 2002 年
- (2) 渡邊英一, 杉浦邦征, 永田和寿, 古川正宏, 徳林宗孝, 陵城成樹 : 鋼製ラーメン橋脚の弾塑性面内挙動に関する実験的研究, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.195-200, 1999 年
- (3) 運輸省鉄道局 監修, 鉄道総合技術研究所 編 : 鉄道構造物設計基準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999 年 10 月
- (4) 松浦幹佳, 狩野正人, 佐藤知明, 島田功, 園田恵一郎, 小林治俊 : RC ラーメン橋脚の保有水平耐力解析に対するファイバーモデルと準動的法の適用, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.237-242, 1999 年
- (5) Ristić,D.,Yamada,Y.and Iemura,H. : Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varting axial loads, Technical report, Kyoto University, 1986. KUCE, No.86-ST-01.
- (6) 鈴木基行, 秋山充良, 田中慎介, 丸中孝道 : 降伏過程を考慮した RC2 層ラーメン高架橋の合理的耐震設計法の提案, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp269-278, 1999 年 11 月

## 第7章 結論

本研究は、次世代の高耐震性 RC 橋脚構造として提案されているアンボンド芯材入り RC 橋脚構造（UBRC 橋脚構造）の耐震性能の向上と、二段階耐震設計法への適用を目的とするものである。

1 章では、本研究の目的や新しい合成構造の開発、また、新しい特性を利用した合理的な二段階耐震設計の実現の必要性と背景などについて、既往の研究を基に述べた。

2 章では、UBRC 橋脚構造の施工性、経済性、耐久性の向上を目的として、芯材のアンボンド処理を省略した付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造の特性に関する検討を行った。その結果、付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造では、芯材がコンクリートと付着している間は、RC 構造として挙動するため大きな耐力を示し、また、芯材の付着が切れた後は、芯材のひずみが平滑化され芯材が弾性挙動を示すため UBRC 構造として二次剛性の発現などが期待できることが明らかとなった。また、ファイバーモデルを用いた解析において芯材とコンクリートとの付着が切れていく過程を再現し、同解析結果より芯材の付着特性が橋脚の構造特性に及ぼす影響のメカニズムを明らかとした。さらに、芯材の付着強度、径と本数、付着剥離区間とアンボンド区間が UBRC 橋脚構造の特性に与える影響についてパラメトリック解析を行い、これらの条件により芯材の付着剥離過程が変化し、橋脚の小変形領域における耐力、二次剛性の発現領域、芯材ひずみの分布、大きさが変化することを明らかにした。以上の知見から、芯材の付着特性を把握し、剥離過程を補償することができれば、レベル 1 地震時には、RC 構造として高い耐力を実現し、レベル 2 地震時には芯材の付着が切れ UBRC 構造として機能することにより、残留変位の低減に有利である安定した二次剛性を発現する付着制御型 UBRC 橋脚構造を実現できる可能性が得られた。

3 章では、UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性が一自由度系の地震時挙動に与える影響について述べ、さらに、二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方について整理した。そして、橋脚構造に対する二次剛性の付与が、その必要強度、残留変位の低減効果に有効であること、また、その効果の大きさは入力地震動と橋脚構造の弾性固

有周期に依存することを明らかにした。さらに、二次剛性を考慮した必要強度、残留変位スペクトルを用いた検討結果を基に、以下のような二次剛性を考慮した UBRC 橋脚構造の二段階耐震設計の概念を提案した。タイプⅡ地震動に対しては、橋脚構造の小規模化、初期剛性の低下により必要強度を低減する。また、タイプⅠ地震動により要求される必要強度が大きくなる場合は、二次剛性の付与によりそれを低減する。さらに、橋脚構造の小規模化による残留変位の増加は、二次剛性を付与することにより抑制する。また、この時、橋脚構造の断面は、震度法により要求される必要強度を満足する断面の規模以上とする。つまり、小規模橋脚断面にアンボンド芯材を配置することにより、初期剛性が小さく、かつ、安定した二次剛性を有する UBRC 橋脚構造を実現できれば、二次剛性を利用した二段階耐震設計を実現できる可能性がある。

4章では、2章で検討した付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚構造を用いて、3章で提案した二次剛性を利用した二段階耐震設計を実現する試みを行った。RC 構造では、二次剛性が期待できないために、レベル2地震動によって橋脚の断面が決定され、その断面の規模が大きくなる傾向がある。これに対し、UBRC 橋脚では、小さな断面に芯材を配置することにより、小さな初期剛性と安定した二次剛性を併せ持つ復元力特性が実現され、レベル1地震動、及び、レベル2・タイプⅠ、Ⅱ地震動に対する耐震性能を満足する橋脚構造を RC 構造の72、60%程度の断面で実現できる。また、設計した UBRC 橋脚では、断面の小規模化に伴う建設費の低減量が芯材配置に伴う費用増加量を上回ることにより、72%UBRC 橋脚で7%程度、60%UBRC 橋脚で10%程度の建設費の低減効果が期待できることが明らかとなった。つまり、UBRC 橋脚構造を用いることにより、二次剛性を利用した二段階耐震設計が実現でき、高耐震性を有する橋脚構造を従来よりも小規模な断面で経済的に実現できる。

5章では、芯材として PC 部材における緊張材である PC 鋼より線の適用性に関する検討を行った。その結果、鋼より線を芯材として用いた場合、圧縮力を受け持たないため、圧縮力を受け持つことができる鋼棒を芯材として用いた UBRC 橋脚構造に比べコンクリートの圧壊、劣化が早期化するものの、鋼より線の定着が確実であれば、最大耐力付近までは、安定した二次剛性を期待できることが明らかとなった。また、芯材を曲げ配置した UBRC 橋脚構造では、曲げ配置区間のせん断特性を改善することができ、直線的に配置した UBRC 橋脚に比べ、せん断変形の低減、せん断耐力の増加が可能になることを FEM 解析により実証した。

6章では、アンボンド芯材を用いた RC ラーメン橋脚構造である UBRC ラーメン橋



脚構造の弾塑性復元力特性に関する検討を行った。その結果、柱基部や梁端部に芯材を配置することにより、ラーメン橋脚構造でもその復元力特性に二次剛性を付与できること、その大きさが芯材を配置する箇所によって変化することを正負交番載荷実験により実証した。また、梁に芯材を配置した場合、柱上部の損傷が大きくなるなどの、橋脚全体の破壊過程が変化することも実験的に明らかとなった。さらに、正負交番載荷実験の再現解析を行い、芯材の配置位置が橋脚全体の復元力特性、破壊過程に及ぼす影響のメカニズムを明らかにした。

以上のように、本研究では、アンボンド処理を省略した付着剥離芯材や、鋼より線の芯材としての適用性を明らかにし、UBRC 橋脚構造の施工性、経済性、耐震性の向上に繋がる知見を得た。また、二次剛性を利用した二段階耐震設計の考え方を提案し、それがUBRC 橋脚構造により実現でき、かつ、その実現が橋脚構造の耐震設計における経済性、耐震性の向上に有効であることを実証した。また、アンボンド芯材を用いたUBRC ラーメン橋脚構造の弾塑性復元力特性を明らかにし、UBRC 橋脚構造の単柱式橋脚構造以外への応用性の高さを示した。

このようにUBRC 橋脚構造は、有用性、応用性に優れた構造であり、今後の研究としては、その高い有用性、応用性を利用することを目的としたものが考えられる。例えば、UBRC 橋脚構造の特徴である二次剛性は、高橋脚などで問題となる、 $P-\Delta$  効果による負の剛性を打ち消すことが可能であり、UBRC 橋脚構造を適用することにより高橋脚の弾塑性設計が可能となることが考えられる。また、本研究でも行ったように、複数部材で構成される構造形式、例えば、建築構造物などへUBRC 構造を応用することも有意であると考えられる。さらに、本研究では、UBRC 橋脚構造における芯材の二次剛性は、芯材配置効果を考慮したファイバーモデル解析により評価することができるが、これを、芯材の配置位置、範囲、量などの芯材パラメータから簡易的に求めることができるような簡易式の提案を行い、汎用的なUBRC 橋脚構造の耐震設計のガイドラインを作成することも重要である。

今後、UBRC 橋脚構造のような新構造を開発、提案し、実現される新しい構造特性を利用した高耐震性合成橋脚構造を実現することは、地震国である我が国において安定した社会基盤を経済的、かつ、合理的に実現する上で必要不可欠であると考えられる。